



U C A S A L

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA

FACULTAD DE INGENIERÍA

Trabajo Final

**“Planta Potabilizadora para la Localidad de
Tolombón, Departamento Cafayate”**

2017

Alumna: CARO, Laura Gabriela

Carrera: Ingeniería Civil

Facultad: Ingeniería

“Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate”

Alumna
Laura G. Caro

Profesor Guía
Ing. Franco, Luis Daniel

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Índice General

Índice General	iv
Índice de Imágenes	viii
Índice de Tablas	ix
Resumen del Trabajo / Palabras Clave	x
Introducción	xi
Consideraciones Realizadas	xii

Memoria

1. Marco Teórico

1.1 Elección del Período de Diseño	1
1.2 Cálculo de la Población	1
1.3 Cálculo de la Dotación y Caudal de Diseño	4
1.4 Elección de la fuente	4
1.5 Planta Potabilizadora	6
1.6 Toma	8
1.7 Rejas	9
1.8 Conducción	9
1.9 Aforo	10
1.10 Cámara de Carga	11
1.11 Desarenador	11
1.12 Coagulación – Flocculación	12
1.13 Sedimentación	12
1.14 Filtración	13
1.15 Cloración	14
1.16 Reserva	15
1.17 Calidad de Agua tratada	16

2. Emplazamiento del Proyecto

2.1	Localidad de Tolombón	18
2.2	Clima de la Zona	19
2.3	Análisis Socio-Económico	20
2.4	Demografía Local	20

3. Situación actual

3.1	Ubicación	21
3.2	Obras de Toma y Conducción	22
3.3	Planta Actual	28

4. Población y dotación estimada

4.1	Dotación estimada	35
4.2	Determinación del Caudal de Diseño	36

5. Pre-Diseño de la Planta

5.1	Ensayos del Agua	37
5.2	Elección de la Fuente de Agua	37
5.3	Estudios de títulos	39

6. Memoria

Diseño de la Planta

6.1	Distribución de la Planta	41
6.2	Conducción de Agua cruda	42
6.2.1	Desarenador para protección del canal	42
6.2.2	Diseño de conducción de agua cruda	46
6.3	Canal de Conducción en Planta	47
	Rejas	49
6.4	Cámara de aquietamiento	51
6.5	Cámara de Carga	51

6.6	Aforador	52
6.7	Sedimentador	55
6.8	Filtración Lenta con Arena	59
6.9	Tanque de Contacto y Almacenamiento	64
6.10	Desinfección	67
6.11	Sistema de Desagües	68
6.12	Distribución	69
7.	Conclusiones	71
8.	Bibliografía	72
9.	Planos	
1.	Croquis de Ubicación Actual.	
2.	Traza de la conducción existente.	
3.	Planta Actual –Planta-.	
4.	Desarenador –Planta y Corte-.	
5.	Esquema de Funcionamiento.	
6.	Planimetría General.	
7.	Nueva Planta –Planta y Detalle de Partidor-.	
8.	Corte de la Nueva Planta.	
9.	Cámara de Aquietamiento –Planta y Corte-.	
10.	Cámara de Carga –Planta y Corte-.	
11.	Canaleta Parshall.	
12.	Sedimentador Preliminar –Planta y Detalle de Pantalla con orificios-.	
13.	Sedimentador Preliminar –Cortes-.	
14.	Filtros Lentos –Planta-.	
15.	Filtros Lentos –Cortes y Detalle de Falso Fondo-.	
16.	Tanque de Almacenamiento –Planta y Corte-.	
17.	Perfil Hidráulico Nueva Planta.	
18.	Depósito –Planta y Corte-.	

10. Anexos

A- Conceptos Previos	93
B- Población Actual y Estimada	94
C- Ensayos Físico-Químicos	96
D- Elección de la Fuente de Agua	98
E- Verificación de la Toma	100
F- Estudios de Títulos.....	103
Cédulas Parcelarias	105
G- Programa de Monitoreo del Agua Propuesto	110

11. Perfil Hidráulico

11.1 Perfil Hidráulico de la Nueva Planta	112
---	-----

12. Cómputo y Presupuesto

12.1 Cómputo métrico	119
12.2 Presupuesto	123
12.3 Presupuesto const. Canal tapado	126

Índice de Imágenes

1. Ubicación Planta Actual – Google earth	22
2. Toma con perfil Creager	23
3. Detalle margen derecho de oma actual	23
4. Canal de Hormigón	24
5. Canal de mampostería de piedra con junta tomada.....	25
6. Deterioro en la última etapa del Canal de conducción (a).....	25
7. Deterioro en la última etapa del Canal de conducción (b).....	26
8. Desarenador y canal de By-Pass.....	27
9. Desarenador – Tareas de Mantenimiento.....	27
10. Desarenador – Deterioro de la Pantalla en la zona de Entrada.....	27
11. Canal de conducción del Agua Cruda.....	28
12. Cañería de entrada al desarenador.....	29
13. Sedimentador.....	30
14. Filtros.....	30
15. Ventilación cisterna.....	31
16.Cisterna.....	31
17. Población servida actualmente (Azul).....	33
18. Población servida (azul) y a servir en un futuro (roja).....	34
19. Esquema Planta proyectada	41
20. Conducción de Agua Cruda	46
21. Cotas de Conducción de Agua Cruda	46
22. Canaleta Parshall	52
23. Esquema Filtros actuales	60
24. Detalle entrada Filtros actuales	61
25. Detalle falso fondo de ladrillos	62
26. Detalle ventilación de Cisterna	66
27. Corte Aguas arriba Arroyo Lampacito.....	99
28. Corte Aguas abajo Arroyo Lampacito.....	100
29. Toma (Reja, canal de captación y canal de conducción).....	101
30. Compuerta de regulación de caudales (Toma).....	101

Índice de Tablas

1. Precipitaciones observadas en la Estación San Carlos	19
2. Temperaturas observadas en la Estación San Carlos	19
3. Humedad relativa en la Estación San Carlos	19
4. Población de Tolombón	20
5. Población de la Localidad de Tolombón según Censos oficiales	32
6. Población para el año de diseño	32
7. Parámetros para Cálculo de Canaleta Parshall i	53
8. Parámetros para Cálculo de Canaleta Parshall ii	53
9. Mediciones por método de Flotador.....	100

Resumen del Trabajo

El tema del presente Trabajo Final es el Cálculo Hidráulico de la Ampliación de la Planta Potabilizadora localizada en la Localidad de Tolombón, departamento Cafayate. Si bien el mismo no comprenderá las obras de toma y conducción y su posterior distribución, se dará de los mismos una breve referencia. Para ello se tendrá en consideración el crecimiento poblacional presente en la región y el territorio donde se situará la misma, los estudios de calidad del agua cruda tomada actualmente y el estado y mantenimiento de las instalaciones actuales, como así también cuáles unidades quedarán obsoletas y cuáles funcionales con el mantenimiento adecuado.

En la presente obra se tiene en cuenta no sólo la teoría existente sobre Instalaciones Sanitarias, si no también normas vigentes dadas por el CEPIS (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente), ENOHSA (Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento), OMS (Organización Mundial de la Salud) y demás normas encontradas referentes a la misma.

Palabras Clave

Ingeniería Sanitaria - Cálculo Hidráulico de Ampliación de Planta Potabilizadora –
Diseño de Filtros Lentos de Arena – Planta Potabilizadora para 1.300 habitantes.

Introducción

Hoy en día el agua es un recurso valioso, vital para el hombre y que está presente en cada parte de su vida. Una Planta Potabilizadora cumple con el objeto de brindar a la población agua para el desarrollo de la vida cotidiana, siendo el agua brindada correcta en lo que refiere a cantidad y calidad. Para ello se debe elegir una fuente de provisión de *Agua Cruda* que nos brinde los mejores parámetros posibles, esto es, lo más cercano posible a los estimados por los *Límites Tolerables*, ya que de esta forma la potabilización que se lleve a cabo será más eficiente.

En la Actualidad existe una Planta en la Localidad de Tolombón, que aunque sigue en funcionamiento, su servicio no es óptimo en cuanto a cantidad de agua tratada en ciertas estaciones del año, y de tener que realizarse mantenimiento en las mismas, la calidad final del agua no es óptima al no ser tratada correctamente.

El agua potable, recurso escaso, debe ser accesible para todos los pobladores del lugar, en la cantidad necesaria y la calidad óptima para que éstos puedan desempeñar sus tareas cotidianas y tener en este sentido las mismas oportunidades que en otros lugares, ya que así podrán crecer y desarrollarse como población. Es por ello que me sentí motivada a realizar este trabajo, por el hecho de pensar que con un simple estudio se brinda un gran servicio a una Localidad, siguiendo así lo que es para mí justamente el fin de la Ingeniería.

Es por lo dicho anteriormente que, previo relevamiento de las instalaciones existentes, se calcularán hidráulicamente los elementos componentes de una Planta Potabilizadora para la población de Diseño elegida, ante lo cual se dispondrá en cada sección información sobre si es necesario contar con nuevas obras, o bien preservar las existentes con un correcto mantenimiento. Para ello, primeramente se obtuvieron datos de la calidad del agua cruda en la toma y la planta. Finalmente, se adjunta un pre dimensionamiento de las unidades necesarias a construir y un cómputo y presupuesto de las mismas, teniendo en cuenta la posibilidad de re funcionalización de las unidades indicadas.

Consideraciones realizadas

- Será tema de ésta Tesis el cálculo Hidráulico de la Ampliación de la Planta Potabilizadora de la Localidad de Tolombón.
- Se contará con un *Período de Diseño* (vida útil) de 30 años para el cálculo de la misma.
- Las instalaciones correspondientes a la Ampliación de la Planta Potabilizadora acá desarrolladas, se suponen que comienzan a construirse en el año 2017, y cuyo final de obra se estima para finales del mismo año.
- Los estudios de agua fueron realizados en dos oportunidades, con fechas correspondientes al 23/02/2016 y al 11/08/2016, encargándose ambos estudios a la Secretaria de Recursos Hídricos, Programa Laboratorio Ambiental, y cuyos resultados se encuentran en Anexos.

1. MARCO TEÓRICO

A lo largo de este capítulo se dará una breve referencia de cada una de las etapas que componen una Planta Potabilizadora sin ahondar mucho en cada tema, como así también el porqué de las elecciones de cada equipo para el presente proyecto sobre otras alternativas posibles.

1.1) Elección del Período de Diseño

Para determinar el período de diseño el proyectista deberá tener en cuenta diversos factores, que permitirán que un determinado proyecto sirva a la comunidad correctamente durante un tiempo determinado. El ENOHSa fija la recomendación de un período general de obras civiles en 20 años, y luego, fija dichos períodos para cada parte componente, así, por ejemplo, las líneas de conducción y redes de distribución deben tener un período de diseño de 15 años, mientras los equipos e instalaciones mecánicas o electromecánicas y los tanques y cisternas de almacenamiento, deben tener un período de diseño de 10 años.

Sin embargo, al mismo tiempo el mismo organismo recomienda un horizonte ideal de 30 años, el cual será lo suficientemente extenso como para garantizar un plan a largo plazo de la obra a construir. Al tratarse de una localidad pequeña en una zona rural, además, se considera que el presupuesto para dichas obras es reducido, y ante lo cual dicho período es aconsejable para el presente proyecto.

1.2) Cálculo de la Población

El estudio demográfico comprende no solo la evolución de la población, si no también la distribución espacial probable a seguir en la localidad para el año de estudio fijado por el proyectista. Para esto último es necesaria la estimación de parcelas libres, dinámica de la construcción en la zona, localización de construcciones existentes, etc.

A continuación se desarrolla el orden de cálculo de la proyección demográfica para el año de proyección establecido. Si bien existen diversos métodos aconsejados para calcular la población a servir en un futuro, no hay un método específico que determine con exactitud cual será su valor al año de diseño, si no que todos proporcionan un valor estimativo, por lo cual es tarea del proyectista determinar en base a este análisis y su propio criterio, el número de habitantes para el año en cuestión. Como datos se deben considerar los datos de los últimos tres censos oficiales.

A continuación se detallan los tres métodos¹ utilizados en el presente proyecto:

¹ Apuntes de Ingeniería Sanitaria año 2013, Facultad de Ing. UCASAL
Laura Gabriela Caro

a - Proyección Demográfica por ajuste lineal de la tendencia histórica

Este método consiste en aplicar una recta de ajuste resultante de la regresión lineal de los valores de población registrados en los últimos tres censos.

La población futura se obtiene utilizando la siguiente fórmula,

$$P_n = a + b.n$$

donde,

P_n : Población total al año n .

n : Número de años medido desde el año inicial de funcionamiento hasta el año de proyección.

a y b : Coeficientes de la recta.

Para obtener los valores de a y b , empleamos las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}\Sigma y &= m.a + b. \Sigma x \\ \Sigma(y.x) &= a. \Sigma x + b. \Sigma x^2\end{aligned}$$

donde,

Σy : Suma de los valores de y (años).

Σx : Suma de los valores de x (población).

$\Sigma(y.x)$: Suma de los productos de los valores simultáneos conocidos de x e y .

Σx^2 : Suma de los cuadrados de los valores conocidos de x .

m : Número de puntos conocidos.

b - Proyección Demográfica por tasa geométrica decreciente

Este método es apto para localidades que han sufrido un aporte inmigratorio o un incremento poblacional significativo e el pasado reciente, debido a factores que generan atracción demográfica². El mismo propone determinar la población futura en función de las tasas medias anuales de los últimos períodos intercensales. Para ello se calculan las mismas con las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned}i_1 &= \sqrt[n_1]{\frac{P_2}{P_1}} - 1 \\ i_2 &= \sqrt[n_2]{\frac{P_3}{P_2}} - 1\end{aligned}$$

² Criterios Capítulo 2 - ENOHSa

con,

i_1 : Tasa media anual de variación de la población durante el penúltimo período censal.

i_2 : Tasa media anual de variación de la población durante el último período censal.

P1 : Número de habitantes correspondientes al primer Censo de estudio.

P2 : Número de habitantes correspondientes al penúltimo Censo de estudio.

P3 : Número de habitantes correspondientes al último Censo de estudio.

n1 : Número de años del período censal entre el primer y segundo censo.

n2 : Número de años del período censal entre el segundo y tercer censo.

Para definir la tasa con la que se proyectará cada período se comparan las tasas i_1 y i_2 .

Si $i_2 > i_1$, se toma el promedio de ambas, y en caso de ser menor se adopta el valor de la tasa i_2 .

A continuación se realiza la proyección para el año n,

$$P_n = P_o \cdot (1 + i)^n$$

Con,

Po : Población estimada al año previsto para la habilitación del proyecto. Generalmente corresponde al año del último censo.

Pn : Población estimada al año “n”.

i : Tasa media anual de proyección.

n : Número de años transcurridos entre la población base y el año inicial de proyección.

c – Método Aritmético

Éste método consiste en agregar a la población del último censo un número fijo de habitantes para cada período de estudio. Éste método solo puede ser empleado para poblaciones pequeñas o ciudades grandes con un crecimiento estable.

$$I = \frac{P_a - P_i}{n_3 - n_1}$$

Donde,

I : Crecimiento anual promedio.

Pa : Población actual (o la del último censo)

Pi : Población primer censo.

n3 : Año del último censo.

n1 : Año del primer censo.

N: Período de proyección.

Finalmente, se procede con el cálculo de la población futura para la localidad en estudio, dada por la expresión que sigue,

$$P_f = P_a + I \cdot N$$

1.3) Cálculo de la Dotación y Caudal de Diseño

Todo proyecto debe estar diseñado para los caudales esperables como medios, máximos y mínimos, tanto horarios como diarios. Este valor es estimativo, en base a,

- Características de la zona (urbana, industrial, comercial, agrícola, etc.).
- Características de la zona de acuerdo a los indicadores sociales.
- Características de la zona por niveles de consumo representativos per cápita.
- Identificación de los grandes usuarios puntuales, actuales o presuntos.
- Evaluación de la población actual y futura, como así también el crecimiento de área.
- Características del agua potable y de la red de abastecimiento.
- Interrelación entre sistema eléctrico y sistema de agua potable.
- Porcentaje de agua no contabilizada.
- Coeficientes picos.
- Otros.

→ Debido a la extensión del estudio que representaría un estudio detallado de los tipos de consumo, se toman como válidos los valores y las recomendaciones dadas por la cátedra y el ENOHSa para un clima árido o semiárido en cuanto a la dotación para la presente Localidad.

Sin embargo, para el cálculo del Caudal de Diseño, el ENOHSa establece que el mismo se debe calcular con el consumo máximo horario más el agua no contabilizada, reflejada en el rendimiento de la red. Ésta forma de cálculo se presentará en detalle en el capítulo correspondiente

1.4) Elección de la Fuente

Es de gran importancia una buena elección de la fuente de agua ya que su calidad condiciona el tratamiento a seguir para con el agua cruda. De seleccionar una buena calidad del agua cruda, se deberá contar con un tratamiento más económico, lo cual favorecería al proyecto a diseñar. La fuente puede ser:

- Superficial (Agua de lluvia, manantiales, ríos arroyos, etc.)
- Subterránea (Pozos)

La fuente debe cumplir ciertas recomendaciones dadas por el ENOHSa, de acuerdo al grupo en el que se encuentre. En la actualidad, el total del agua cruda proviene de una fuente superficial, perteneciente al **tipo B** (Aguas superficiales o subterráneas provenientes de

cuencas no protegidas y que exigen tecnologías de tratamiento sin coagulación química). Las características de dicho grupo son las siguientes³:

- **DBO (mg/L)**
media : 1,5 – 2,5
máxima de cualquier muestra : 4,0
- **Coliformes totales (NMP/100mL)**
media mensual : 100 – 5000
máxima en <20% de las muestras examinadas : >5000
- **pH : 5 - 9**
- **Cloruros (mg/L) : 50 - 250**
- **Fluoruros (mg/L) : 1,5 – 3,0**

Los datos obtenidos de la fuente de agua para el presente proyecto del Arroyo Lampacito pueden encontrarse en la sección Anexos, donde se observa que se encuentran entre los valores antes mencionados, por lo cual la calidad del agua cruda es aceptable. Además, si bien la turbiedad no es un aspecto que condicione la elección o descarte una fuente de agua, ésta si condiciona el proceso de potabilización a elegir. En referencia a esto, si bien la turbiedad presente es >10UNT, se debe prever que al ser una zona con presencia de mica, ocasionalmente puede presentarse ésta en el agua cruda.

Otro aspecto fundamental al analizar una fuente de agua es que ésta posea en estiaje el triple de la dotación necesaria para el final del período de diseño, o bien, tratándose de una posterior conducción por gravedad sin necesidad de bombeos, solamente del doble del caudal para el final del período de diseño. A la fecha no se cuenta con información precisa de aforos o registros anteriores tanto en Recursos Hídricos como en la Municipalidad de Cafayate, realizados sobre el cauce en cuestión. Es por ello que se midió el mismo aguas arriba de la Toma. En este punto se debe aclarar que hay diversos métodos para el aforo de corrientes a superficie libre, entre los cuales los recomendados por el ENOHSa⁴ son:

- *Métodos Volumétricos*: Consiste en captar en un recipiente de volumen conocido todo el caudal durante un tiempo determinado. Es aconsejable para caudales muy reducidos.
- *Métodos con Estructuras Especiales*: Entre los cuales encontramos diferentes tipos de Vertederos (de pared delgada o gruesa). Se recomienda usarlos como dispositivos de aforo en laboratorio o en canales.
- *Aforos a superficie libre por el Método Área-Velocidad*: Ante lo cual se debe determinar la Velocidad del cauce y la sección de la misma. Éste último es el método empleado en el presente proyecto.

³ Clasificación de las Aguas según NB-592

⁴ Fundamentación, Anexo II – Temas Hidráulicos para el diseño de Abast. De agua

Para determinar entonces la sección es necesario tomar tantas profundidades con una barra graduada como sea necesario de acuerdo a la uniformidad de la misma. Para ello será necesario establecer una línea de referencia superior, que podrá ser una barra o pasarela. Para la medición de la velocidad es recomendable utilizar un correntómetro, el cual debe ser introducido en el cauce. No es recomendable el uso de éste método cuando el agua posea materias en suspensión que puedan obturar el medidor.

Se comienza realizando dos perfiles transversales aproximados de la sección, separados por una distancia e entre ellos. Luego, se procede a la medición de la velocidad del cauce y a partir de ello, se estableció el Caudal, teniendo en cuenta que,

$$Q = C.A.V$$

$$V = \frac{e}{t}$$

Donde

Q : Caudal (m³/s)

C: Factor de corrección, que para arroyos pequeños de lecho parejo y liso es 0,65.

A: Área transversal, en este caso aproximada.

V: Velocidad del agua.

e: Espacio recorrido por el flotador.

t: Tiempo (seg)

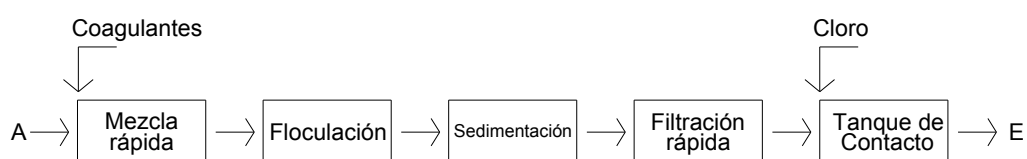
→ Los cálculos se incluyen en la sección Anexos. Finalmente, se concluye con que la fuente de agua es correcta para el presente proyecto y se mantiene la misma. Al estar alejada la fuente de agua cruda elegida de cualquier vivienda o industria, se considera poco probable una contaminación de la misma. Sin embargo, se propone el establecimiento de un Programa de Monitoreo en la sección Anexos.

1.5) Planta Potabilizadora

El tipo de Planta a diseñar, como así también el tratamiento que el agua cruda recibirá en ésta, depende no solo de las características del agua, si no también de los recursos con los que se cuente, teniendo siempre presente la relación eficiencia-economía. Si bien no hay normas que permitan establecer el tipo ideal de Planta, existen esquemas de recomendación para

diferentes tipos de plantas en base a los tratamientos necesarios, que deberán ser evaluados teniendo presente otros factores. Algunas de las recomendaciones dadas por Jairo Alberto Romero Rojas, en su libro “*Potabilización del Agua*” son las siguientes:

- a- Planta de Coagulación y Filtración convencional para remoción de Color, Turbiedad y Microorganismos.



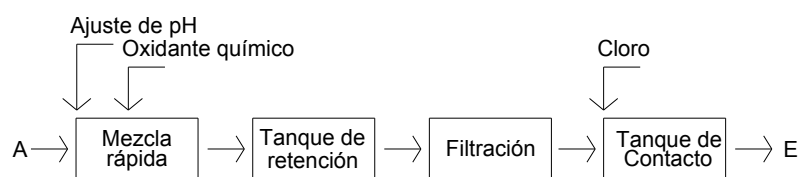
- b- Planta para un suministro pequeño de Agua cruda de buena calidad.



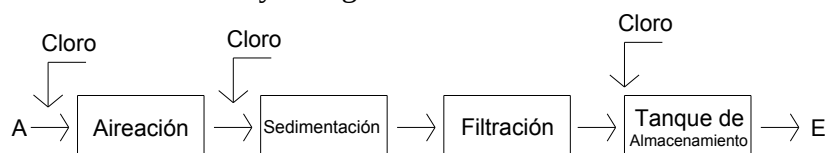
- c- Planta de Ablandamiento.



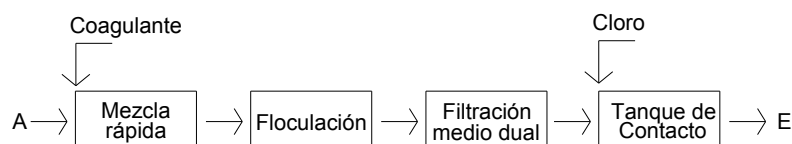
- d- Planta de Remoción de Hierro y Manganeseo.



- e- Planta de Remoción de Hierro y Manganeseo.



- f- Planta de filtración Directa.



g- Planta de filtración Directa.



La Planta debe poder operar con uno o más equipos fuera de servicio por mantenimiento o limpieza, lo cual supondrían un mínimo de dos unidades para cada etapa. Además, su localización es también fundamental. La ubicación respecto de la fuente y localidad a servir, topografía, costos del terreno, facilidad de acceso, mano de obra y operarios calificados, y otros aspectos relacionados al proyecto son fundamentales.

Otro aspecto a considerar en los cálculos son las horas al día en las cuales la Planta se encontrará en funcionamiento.

→ Evaluado el presente caso se sabe que la localización de la Planta ya está establecida, no siendo un condicionante el espacio físico de la misma ni la mano de obra necesaria. Además, las condiciones físicas y bacteriológicas son lo suficientemente buenas como para optar por una Planta como la del tipo b), es decir, para un suministro pequeño de fuente de agua cruda de buena calidad, que trabaje las 24hs del día.

1.6) Toma

Elegida la fuente de agua, es decir, una fuente superficial, las obras de captación se enfocan en ésta. La misma debe realizar la toma del agua cruda, sin producir contaminaciones del agua a tratar y ante las situaciones más desfavorables. Además, se debe garantizar la captación del caudal de diseño sin consumir la totalidad del agua que el arroyo en este caso, conduzca.

La opción más aceptada para el presente caso, de fuente superficial, son los azudes. Éstos pueden clasificarse según:

- Su forma plani-altimétrica: En azudes rectos, curvos o quebrados.
- Remanso producido: En fijos o móviles, de acuerdo a si el remanso no puede ser variado bajo ninguna circunstancia o si puede variar dentro de ciertos límites respectivamente.
- Según su apoyo: En azudes sobre terreno permeable o azudes sobre terreno impermeable.
- Por sus materiales: En ramaje y material pétreo, de madera, de encofrado, de escollera, de gaviones metálicos, de fábrica, otros.

Si bien hay varias formas de toma de agua, actualmente se capta la misma por el empleo de un perfil Creager, cuyas curvas están determinadas por tabla. El mismo responde a un azud curvo de escollera, sobre terreno permeable, con captación de agua en su coronación.

En este tipo de construcciones deben cuidarse las erosiones al pie del azud. Las aguas generalmente transportan grava y algunas veces, bloques grandes de piedras, que junto al remolino producido al pie de éste, aumentan la socavación en el lugar. Es por ello que se producen más socavaciones en azudes con un piso de roca que con un piso de grava. Para evitar esto se busca que la cimentación se lleve a una profundidad mayor que la indicada.

→ Para el presente proyecto se recomienda mantener la misma toma, realizando trabajos de mantenimiento en el margen derecho y verificando la cimentación del mismo.

1.7) Rejas

Sirven para evitar el paso de materiales flotantes a la Planta potabilizadora que puedan causar deterioros u obstrucciones en los equipos que la componen. La separación entre las barras debe contemplar el tamaño de los materiales que el agua cruda arrastre.

Si bien en este caso en la toma existe una reja que permite el paso de materiales menores a una pulgada, luego de ésta el agua cruda es llevada por un canal abierto unos 300mts hasta el Desarenador y la cámara de carga donde se procede con la entubación. Durante este trayecto el agua cruda puede recibir elementos de los márgenes. Es por este motivo que se colocará además una reja antes del Desarenador que protege el canal de conducción.

1.8) Conducción

Sirven para conducir masas de agua, donde deben evitar cualquier tipo de contaminación durante el transporte de la misma, tanto en el caso de agua cruda como en el caso del agua a distribuir.

A la fecha existe un trazado entre la Toma y la Planta de un canal abierto, por lo cual se seguirá su trazado. Sin embargo, entre el Desarenador y la Planta, se considera necesario proteger el agua cruda de la contaminación producida a la fecha. Es por ello que se presentan dos opciones posibles, una tubería de conducción, o bien, un canal tapado con losetas de H^o, ambas con conducción por gravedad.

Canales

Pueden ser canales a cielo abierto o tapados. Los mismos deberán ser construidos con un material impermeable que evite la infiltración y dejando una revancha de 20cm. Se debe analizar el caso de la evaporación durante la conducción, especialmente en climas cálidos.

Además, se debe garantizar que el agua allí conducida no se contamine durante su paso. Si bien existen diferentes secciones transversales de canales, unas de las más fáciles a construir por mano de obra no especializada son el canal de sección rectangular y el de sección trapecial.

Tuberías

En este caso, se deberá diseñar para el caudal de diseño. Si bien pueden trabajar a presión en casos como éste no es lo más recomendable. Cualquiera sea su material de construcción debe siempre preverse la erosión que los materiales presentes en el agua puedan producirle. Además, se recomienda que las mismas vayan colocadas en zanjas, que las protegen y liberan el trazado para el paso. Es por ello que deben considerarse cargas como presión interior, depresión, carga de terreno, tránsito, altura de agua, cargas concentradas y distribuidas, etc.

→ Para la conducción desde la toma hasta la Planta se elige la opción de la construcción de un canal de mampostería de piedra con junta tomada, por la facilidad de construcción y la posibilidad de realizar una revancha tal que permita ampliar la capacidad del mismo en un futuro. Esta opción presenta menos deterioro a lo largo del tiempo en relación a un canal de tierra o grava afirmada, evitando una infiltración en el terreno altamente permeable al mismo tiempo. Se utilizará el trazado existente, y de ser posible, las partes del canal que se encuentren en buenas condiciones. Si bien sus dimensiones podrían variar, para simplicidad del proyecto se recomienda adoptar la misma para todo el trayecto a recorrer.

→ Para el agua tratada se cuenta con cañerías de PVC para su conducción, las cuales no trabajan a presión.

Desarenador para Protección de Cañería

Su función será la de proteger la cañería de erosiones, y luego los demás elementos componentes de la Planta Potabilizadora, para que su vida útil se prolongue. Se desarrollará el mismo en la sección 1.11 del presente capítulo.

1.9) Aforo

Sirven para determinar la cantidad de agua que está circulando por un determinado punto de control. En el presente proyecto, éste puede encontrarse en la entrada y/o salida de la Planta. Los métodos más utilizados son:

- Velocidad y sección: Se obtiene el caudal Q con la velocidad media y un área transversal controlada.
- Estructuras hidráulicas, conocidos como medidores o aforadores.
- Calibración de compuertas

- Calibración química, en la cual debe colocarse una sustancia química y luego medir aguas abajo su concentración.
- Otros.

→ En el presente proyecto se contempla la opción de un aforo por Canaleta Parshall, cuyos resultados pueden ser fácilmente obtenidos por un operario y cuyas dimensiones y diseño ya se encuentran estandarizadas.

1.10) Cámara de Carga

Su función consiste en dar un perfil hidráulico para cada uno de los elementos que componen la planta a continuación, sin darle un tiempo de permanencia significativo a la misma. Se debe diseñar la acometida, la limpieza de fondo de la misma, y un vertedero para eliminar posibles excesos en el caudal, como así también el paso al resto de las instalaciones. Si bien no hay un tiempo de retención determinado ya que se diseña en base a su función, lo ideal es que éste no supere el minuto, rondando los 20 o 40 segundos.

1.11) Desarenador

Cuando el agua cruda proviene de ríos y arroyos, a menudo posee partículas gruesas de arena, grava y otros minerales con un tamaño mayor a 0,2mm que pueden sedimentar en las instalaciones de la Planta o erosionar las mismas, interfiriendo con un buen funcionamiento. Además, de no realizar este proceso se producirían sobrecargas en el resto de los procesos de tratamiento.

Se deben diseñar 4 zonas:

- Zona de entrada, que será una zona de transición con el canal de entrada para evitar flujos turbulentos, generalmente de 12,5°.
- Zona de sedimentación, donde se produce el asentamiento por gravedad de las partículas más grandes. Debe tener pendiente hacia la tolva.
- Zona de lodos, formada por una tolva la cual deberá ser limpiada periódicamente, con una cañería de salida de Ø200 o, de ser <10m la longitud total, de Ø150, preferentemente de PVC.
- Zona de salida, conformado por un vertedero de salida situado en todo el ancho de la zona de desarenación. No debe producir resuspensión del material sedimentado.

Ante lo anteriormente dicho, se considera que las partículas aquí tratadas son Partículas Discretas, es decir, que durante el proceso no cambian de forma, masa o tamaño.

Además, hidráulicamente se ha comprobado que la altura del tanque Desarenador no afecta ni condiciona la velocidad de sedimentación.

1.12) Coagulación – Floculación

La coagulación es el proceso por el cual al agregar una sustancia química al agua y realizar una mezcla se cambia el comportamiento de las partículas presentes. Como coagulantes son usados generalmente Sales de Aluminio o Sales Férricas. Se debe realizar un Ensayo de Jarras para determinar la cantidad de coagulante necesaria para disminuir la turbiedad en el agua cruda de manera efectiva y económica para un determinado tipo de mezcla y duración. Éste ensayo debe realizarse periódicamente en la Planta o bien un laboratorio cercano, a fin de regular la dosis de coagulante a emplear.

Para realizar la mezcla, es decir, dispersar el coagulante uniformemente, se utilizan mezclas rápidas o lentas. Entre las primeras encontramos mezcladores de salto hidráulico, por uso de una Canaleta Parshall, vertederos, por tubería o mezclas mecánicas.

La floculación, el proceso que le sigue a la coagulación, es el proceso por el cual las partículas se agrupan en masas más grandes conocidas como “flocs” capaces de sedimentar por acción de la gravedad.

→ Debido a la turbiedad presente en el proyecto (<10 UNT) no se considera necesario realizar éste proceso de coagulación-floculación, por lo cual se opta por la instalación de un sedimentador preliminar, para luego reducir el valor de Turbiedad a los valores aceptados en un Filtro Lento de Arena.

1.13) Sedimentación

La unidad de Sedimentación permite que las partículas más grandes suspendidas en el agua se asienten. Generalmente se usa luego de la floculación para remover los flocs antes del proceso de filtrado. Es por ello que debe diseñarse cuidadosamente la entrada (para así evitar la rotura de los flocs), y la salida (para evitar el arrastre de flocs sin decantar). Además, debe preverse una zona de lodos y su limpieza y futura deposición.

Los sedimentadores pueden clasificarse según sean de flujo vertical o de flujo horizontal. Éstos últimos tienen ventajas sobre los primeros, entre ellas encontramos:

- Tolerante a las variaciones de la calidad del agua cruda.
- Bajos costos de construcción bajo, permitiendo ampliaciones.
- Fácil operación y mantenimiento.

Además, existen a la fecha los denominados “Sedimentadores preliminares”. Los mismos sirven para reducir la turbiedad y las sustancias en suspensión con un tamaño mayor a los 0,05mm, por mera acción de la gravedad en un tiempo razonable sin el uso de coagulantes.

Los tanques pueden tener forma rectangular, cuadrada o circular, y ser de flujo vertical u horizontal. El tiempo de retención en ésta estructura debe ser suficiente para que las partículas presentes floten o decanten. Se debe diseñar una zona de salida, una zona de sedimentación, una zona de lodos y por último una zona de salida.

1.14) Filtración

Es un proceso físico, químico y en algunos casos biológico, que busca separar las impurezas del agua mediante el paso de la misma a través de un medio poroso. Se debe verificar la caída de presión hidrostática, ya que las impurezas suelen obstruir los poros evitando así que se lleve a cabo un tratamiento adecuado.

Pueden clasificarse como:

- Filtros Rápidos
- Filtros Lentos
- Filtros Directos

Filtros Lentos

Son conocidos también como filtros biológicos, y no requieren de las etapas de coagulación y floculación. En circunstancias apropiadas son eficientes, fáciles de construir y manejar, aunque ocupan un gran espacio físico. Para su construcción, además, deben evitarse las bajas temperaturas y los cambios bruscos en turbiedad del agua cruda.

La forma de funcionamiento es complejo, ya que se suceden distintas acciones de la misma muestra de agua en su paso por el filtro. Así, por ejemplo, encontramos procesos de sedimentación, tamizado, absorción, oxidación y acción bacteriana. El lento paso del agua permite la sedimentación de partículas en suspensión con tamaño suficiente para decantar, mientras que esto beneficia a la formación en la parte superior de la capa de arena de la capa biológica o *schmutzdecke*, que es eficiente en la remoción de microorganismos patógenos. En el caso de ser partículas biológicas, las mismas se degradan en material inorgánico e inocuo en los primeros 40cm de la capa granular. Así, el material almacenado es retenido en la capa superior del manto de arena. En el paso del agua por el manto de arena se producen las acciones de tamizado y absorción. A medida que se avanza en su profundidad, se produce una reducción de oxígeno en el proceso que debe ser compensado con una aeración a la salida, como ser un vertedero.

Para que este proceso funcione no debe exponerse a temperaturas menores a 10°C o a grandes niveles de turbiedad, color o algas, como se dijo anteriormente. Presentan buenos resultados con turbiedad menores a 10 UNT, con valores ocasionales de 50 UNT.

Para realizar la limpieza, se evita la entrada de agua al mismo, y luego se espera que la capa

superior del manto de arena se seque. Dicho proceso suele complicarse en épocas de lluvia, por lo cual siempre recomienda la instalación de los filtros necesarios para el funcionamiento de la planta más una unidad adicional para facilitar este proceso en el caso más desfavorable, es decir, en el período de lluvias.

Filtros Rápidos

Se clasifican de acuerdo al medio filtrante que poseen, si se encuentran trabajando a presión o por gravedad, y la dirección del flujo. Requieren mantenimiento complejo y mano de obra especializada. Si bien ocupan menos lugar físico que en el caso anterior, las instalaciones para el retrolavado necesarias suelen implicar un coste adicional.

Filtros Directos

Con agua cruda de baja turbiedad y color, aparece la alternativa de realizar los procesos de coagulación y floculación seguidos por el proceso de filtración en la misma instalación. La obstrucción del filtro se relacionará con los flocs retenidos.

→ En el presente proyecto se considera apropiado seguir trabajando con Filtros Lentos, ya que siendo las condiciones del agua cruda las adecuadas y ante todas las ventajas que éste método representa, es la solución más adecuada.

1.15) Cloración

El objetivo de desinfectar el agua es asegurar la destrucción, o bien la inactivación de los agentes patógenos presentes en el agua. Si bien los procesos anteriores pueden llegar a presentar remociones importantes de microorganismos patógenos, éstas no garantizan la inocuidad del agua. Los microorganismos patógenos presentes en el agua se agrupan en 3 categorías,

- Virus
- Bacterias
- Protozoos

Para que el proceso sea efectivo, el agua debe estar libre de partículas coloidales, causantes de turbiedad y color. El desinfectante a emplear debe reunir ciertas especificaciones, entre las cuales encontramos:

- a- Ser capaz de destruir o inactivar en un tiempo razonable los microorganismos patógenos.
- b- El método para determinar su concentración debe ser exacto, sencillo y rápido, capaz de ser realizado en la Planta.

- c- No hacer tóxica al agua.
- d- No brindarle sabor desagradable al agua.
- e- Fácil de obtener, sencillo manejo y bajo costo.
- f- Efecto residual.

Los desinfectantes pueden clasificarse en:

- Agentes físicos: Calor, radiación, etc
- Agentes químicos: Oxidantes químicos, iones metálicos, etc.

Desinfección con Cloro

Éste es uno de los métodos de desinfección más usado actualmente, presentándose éste en diferentes compuestos:

- Cloro Gas
- Hipocloritos (de Calcio, de Sodio)
- Cal clorada o clorato de Sal
- Cloraminas
- Dióxido de Cloro
- Otros

→ En el presente proyecto se opta por el uso de Hipoclorito de Sodio por la facilidad de su obtención y su manipulación segura, incluso para operarios no especializados, además de no ser necesaria la construcción de otras instalaciones para su funcionamiento en comparación de otras opciones.

1.16) Reserva

La misma debe poder almacenar agua en calidad y cantidad, y a la presión necesaria para ser entregada para el consumo, almacenando volúmenes necesarios para casos de contingencias (necesidades operacionales, incendios, fallas en el servicio, etc.). El volumen de la Reserva, debe corresponder a los valores antes mencionados, lo cual corresponderá a la fórmula siguiente:

$$V_T [m^3] = V_o + V_i + V_e$$

Donde,

V_T : Volumen total [m^3]

V_o : Volumen operacional [m^3]

Vi : Volumen para incendio [m³]

Ve : Volumen para emergencias [m³]

Las reservas pueden ser de planta rectangular o circular, y según su relación a la cota topográfica, se distinguen en Tanques elevados y Cisternas enterradas o semienterradas. En estas últimas, para su cálculo debe tenerse en cuenta:

- Con agua y sin empuje a tierra.
- Con empuje a tierra y vacía.
- Con agua y empuje a tierra.
- Vacío considerando la subpresión originada por la capa freática.

Debe estar construida con materiales que no produzcan contaminación de ningún tipo sobre el agua ya tratada, siendo los más comunes en la actualidad los almacenamientos construidos en acero, plástico reforzado con fibra de vidrio y hormigón armado. Además, se considera que deben realizarse limpiezas periódicas a las mismas, por lo cual serán necesarias como mínimo dos unidades, con una pendiente y un canal para tal fin.

Generalmente en ésta misma se produce el clorado, por lo cual, para garantizar una buena mezcla en el volumen presente, se colocan pantallas en la misma.

→ Debido a que la topografía permite conservar presión suficiente para el suministro de agua, no es necesaria la construcción de un Tanque elevado, cuyos costos convertirían al presente proyecto en excesivo. Es por ello que se opta por una cisterna semienterrada.

1.17) Calidad de agua tratada

El agua tratada destinada para el consumo debe cumplir con ciertas características físicas, químicas y microbiológicas. La misma responderá a valores establecidos en el Código Alimentario Argentino. A continuación se resumen algunas de dichas recomendaciones⁵:

Características Físicas

- Turbiedad: máx. 3 UNT⁶
- Color: máx. 5 escala Pt-Co
- Olor: Sin olor extraño

⁵ Criterios Básicos, cap. 3 – ENOHSa

⁶ Debido a la relación entre este valor y la calidad microbiológica del agua, se establece que el valor recomendado es de 0,5UNT, cuyo valor no debe exceder de ninguna forma 1UNT.

Características Químicas

- pH: 6,5 – 8,5

Características Microbiológicas

- Coliformes totales: ≤ 3 NMP en 100ml a 37°C
- Escherichia coli: Ausencia en 100ml
- Pseudomonas aeruginosa: Ausencia en 100ml

Características inorgánicas

- Cloro activo residual (Cl) min.: 0,2 mg/l
- Sulfatos (SO₄) máx.: 400mg/l
- Sólidos disueltos totales, máx.: 1500 mg/l
- Amoníaco (NH₄) máx.: 0,20 mg/l
- Aluminio residual (Al) máx.: 0,20 mg/l
- Arsénico (As) máx.: 0,05 mg/l
- Cianuro (CN) máx.: 0,10 mg/l
- Cadmio (Cd) máx.: 0,005 mg/l
- Cinc (Zn) máx.: 5,0 mg/l
- Cloruro (Cl) máx.: 350 mg/l
- Cobre (Cu) máx.: 1,0 mg/l
- Cromo (Cr) máx.: 0,05 mg/l
- Dureza total (CaCO₃) máx.: 400 mg/l
- Fluoruro (F): 0,7 – 1,0 mg/l [Valores recomendados según la T° de la zona, en este caso una T° promedio de 21,5°C y un máximo de 26,2°C]
- Hierro total (Fe) máx.: 0,30 mg/l
- Manganeseo (Mn) máx.: 0,10 mg/l
- Mercurio (Hg) máx.: 0,001 mg/l
- Nitrato (NO₃) máx.: 45 mg/l
- Nitrito (NO₂) máx.: 0,10 mg/l
- Plata (Ag) máx.: 0,05 mg/l
- Plomo (Pb) máx.: 0,05 mg/l

2. EMPLAZAMIENTO DEL PROYECTO

2.1 Localidad de Tolombón

Tolombón, una pequeña localidad marcada por su esencia Diaguita, es atravesada por la Ruta Nacional 40, con coordenadas 26°11'S 65°56'O, se encuentra ubicada en el Departamento de Cafayate, a unos 14km al Sur de la ciudad del mismo nombre, Provincia de Salta y a 5km del límite con la Provincia de Tucumán. Limita al este con las Cumbres Calchaquíes, y al Oeste con la Serranía del Cajón, y guarda en su pueblo una rica historia, de invasiones por los Incas en 1480, y luego, ante la llegada de los españoles y después de la caída del Tahuantinsuyo en 1535, de concentración en sus tierras de la resistencia Calchaquí, al mando del Cacique Juan Calchaquí.

Dicha Localidad, rodeada de montañas y cerros y caracterizada por su aire puro, se encuentra a una altitud de 1.590 msnm, con una vegetación condicionada por su clima desértico en la que abundan cardones, queñoas y churquis, y donde se desempeñan predominantemente la industria vitivinícola y turística.

Vientos

Generalmente predominantes en la dirección Norte-Sur. Debido a ser una masa de aire proveniente del Anticiclón del Atlántico Sur, ésta termina por descargar la humedad en el flanco este del sistema montañoso, y por el cual podemos esperar un clima seco y con temperaturas templadas a frías durante todo el año.

Tipo de Suelo

Mediante el Estudio de Suelos⁷ realizado en las cercanías del emplazamiento de nuestro proyecto por los Lic. Teodoro Chafatinos y Geól. Pablo Kirschbaum, se determinó que la textura del mismo variaba entre Franco Arenoso, Areno Franco y Arenoso.

El suelo del lugar, por lo general no presenta contenidos generales considerables de materia orgánica. En cuanto a su Ph se presentan valores cercanos a 7.5 a 8.7, lo cual indica que se tratan de suelos entre levemente alcalinos a fuertemente alcalinos, lo cual debe considerarse a la hora de realizar las construcciones necesarias.

Hidrogeografía

La zona de estudio pertenece a la Cuenca del Río Juramento. El colector principal de la zona es el río Santa María, que escurre de Sur a Norte, colectando los aportes de

⁷ Documento adjunto en la Sección Anexos. Encargado, y cedido para el presente trabajo por el Sr. Osvaldo Domingo.

numerosos ríos y arroyos de carácter semipermanente que drenan ambos flancos del valle fluvial, entre ellos el Arroyo Lampacito, el cual brinda agua a la Planta actual.

2.2Clima de la Zona

Se conoce que el lugar de emplazamiento de nuestro proyecto presenta un clima cálido-desértico templado, presentándose inclusive heladas entre principios de Mayo y mediados de Septiembre.

Los únicos datos obtenidos de las precipitaciones cercanos a la zona de la Localidad de Tolombón son de la Estación de San Carlos, a 40 km de ésta. La tabla indica las mismas a continuación, observándose que las precipitaciones se centran entre los meses de Noviembre a Marzo.

Tabla 1: Precipitaciones observadas en la Estación San Carlos

Meses	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
P [mm]	48,30	13,60	8,40	2,60	0,00	1,00	0,40	0,20	0,40	1,70	5,80	26,80

Los datos obtenidos de la temperatura son los brindados por la misma estación de San Carlos. Sin embargo, debe destacarse además que las mismas se encuentran sujetas a una gran variación respecto a las diferentes horas del día.

Tabla 2 : Temperaturas observadas en la Estación San Carlos

Meses	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
T° [°C]	22,10	21,40	20,50	16,70	12,60	9,40	10,30	12,90	15,10	19,20	21,00	22,20

En cuanto a la humedad relativa media, es decir, la relación entre la cantidad de vapor de agua contenido en un volumen de la atmósfera en un momento dado con la cantidad de vapor de agua podría obtener a la misma °T para alcanzar su punto de saturación, están dados como sigue. Los mismos también fueron obtenidos de la Estación situada en la Localidad de San Carlos.

Tabla 3 : Humedad relativa en la Estación San Carlos

Meses	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Hr [%]	64	63	65	65	62	59	55	54	53	55	57	60

2.3 Análisis Socio-Económico

Algo que se debe tener en cuenta, ya que no es un dato menor, es la fuerte industria vitivinícola presente en la zona de los Valles Calchaquíes y el gran desarrollo que tiene actualmente y del que se prevé que tenga en un futuro por la calidad de sus vinos de reconocimiento mundial.

Sin embargo, en los últimos tiempos y vinculado en cierta medida a lo anterior y a la belleza de sus paisajes, el turismo es otro aspecto que debe tenerse en cuenta, ya que puede presentarse como un fuerte recurso para ser explotado por la Localidad en cuestión, como se ha visto en las poblaciones aledañas con las marcadas afluencias turísticas durante todo el año, como así también, el crecimiento poblacional que esto desencadena.

Se debe destacar además que hay presencia de Industria Minera en la zona, registradas como minas de Mica. Si bien dichas minas se intentan erradicar por parte de la población en base a la contaminación que pudieran generar, y aun teniendo una capacidad no considerable, es bueno señalar su presencia de todas formas para ser analizada en un futuro como una alternativa económica viable a tener en cuenta.

2.4 Demografía Local

Según los datos proporcionados por el INDEC⁸, la población según los tres últimos censos es la siguiente,

Tabla 4 : Población de Tolombón

Año	Tolombón [hab]
1991	59
2001	255
2010	350

Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la zona puede presentar en un futuro gran crecimiento de la demanda por afluencia turística, con asentamientos en el territorio no desarrollado de forma homogénea. Además, se observa una afluencia en épocas de cosecha de la vid. Es por ello, que a la misma población puede clasificársele como Urbana y Rural, siendo esta última la que responde a un asentamiento disperso en el territorio.

⁸ Instituto Nacional de Estadísticas y Censos

3. SITUACIÓN ACTUAL

En el presente capítulo se busca informar acerca de las construcciones que integran la Planta Potabilizadora que funciona actualmente en la Localidad de Tolombón. La misma se encuentra situada a unos 1,3 km de la localidad antes mencionada para brindar un servicio tan importante como lo es el tratamiento y la distribución de agua potable a los habitantes del lugar. En el año 2014 se realizaron obras de mantenimiento, finalizando las mismas en el año 2015. Sin embargo, al analizar el consumo y la capacidad actual se observa la necesidad de una ampliación de la misma. Además, al presentar sólo una unidad de cada componente de la Planta –a excepción de los Filtros que cuentan con dos unidades–, de ser necesaria la realización de mantenimiento, limpieza o ampliación, debe derivarse el agua sin pasar por dicha unidad, lo que disminuye la calidad del agua tratada o bien, dificulta su proceso.

Del mismo modo, teniendo en cuenta la cantidad de Coliformes Totales que llega a la Planta, en este caso $4,3 \times 10^4$ NMP/100ml, se hace necesario un estudio mas exhaustivo del problema, ya que se considera que el agua se contamina en el trayecto desde la Toma, donde el número de Coliformes Totales es de 430 NMP/100ml.

3.1) Ubicación

La Planta se encuentra ubicada al Suroeste de Tolombón, como lo muestra Imagen 1 extraída de Google earth, a 1,3 km del Pueblo, en las coordenadas 26°11'27,68''S de Latitud y 65°56'57''O de Longitud. Al mismo tiempo se adjunta en la Sección Planos el croquis de ubicación actual de la Planta potabilizadora –Plano N°1–.



Imagen 1: Ubicación Planta Actual – Google earth

3.2) Obras de Toma y Conducción

Obras de Toma

Si bien éste tema no se incluye en el alcance del presente trabajo, ha parecido útil el incluir una breve referencia a las mismas por la importancia que refiere el tema para futuros desarrollos de la planta.

La toma es realizada en el Arroyo Lampacito a través de una Azud de piedra con junta tomada de perfil Creager, situada en la Finca La Reservada a 5km aproximadamente de la Planta Actual, y de la cual no se encontró documentación técnica en la Municipalidad de Cafayate. El agua aquí captada es conducida hasta un Desarenador para protección del canal, y luego sigue su camino hasta 60mts antes de la Pileta de aquietamiento, donde ésta es derivada por partes iguales para la Planta Potabilizadora de la localidad, y para riego de las Fincas colindantes en un partidor.

El Azud no presenta socavaciones o hundimientos en su pie ni se observan posibles socavaciones aguas arriba del mismo. Además, no se observan grietas significativas. La terminación en el margen derecho, sin embargo, debe ser reparada si no se quiere comprometer a la integridad del mismo, como puede observarse en la Imagen 3.



Imagen 2: Toma con perfil Creager



Imagen 3: Detalle margen derecho de toma actual

La toma de rejilla superior –Imagen 2- tiene unas dimensiones de 0,60mt de ancho por 6,0mts de largo, la cual tiene como fin captar parte del cauce de agua para derivarlo posteriormente a la planta y para riego, y retener los sólidos más grandes, impidiendo que éstos puedan llegar a erosionar rápidamente el canal y las obras posteriores. Se consideró necesaria la verificación de la misma respecto al caudal que la misma puede tomar, siendo apta la capacidad de dicha toma para el caudal de diseño del presente proyecto. Dicho estudio se encuentra en la Sección Anexos.

Conducción

La conducción del agua sigue la trayectoria indicada en el Plano N°2 -donde además se establecen las coordenadas planas obtenidas durante su recorrido en los puntos dados-. La misma se realiza por un canal construido en dos tramos.

En la primera etapa, representada por la Imagen 4, se cuenta con un canal de Hormigón de sección rectangular, de 0,70m de ancho y 0,50m de alto, y va desde la toma hasta el Desarenador primario, situado a 156 m de ésta.

La segunda etapa, representada en la Imagen 5, está ideada con un canal de mampostería de piedra con junta tomada, que recorre desde el Desarenador primario hasta la derivación a la planta propiamente dicha, a unos 4,5km aproximadamente. Se debe considerar en este punto que los canales están sobredimensionados, y sabiendo que el Caudal actual que entra a la Planta es de 2,5 lt/seg, y el Caudal de diseño de 7 lts/seg, éste podrá ser conducido por el mismo canal dadas sus dimensiones, quedando una revancha de 30cm ante imprevistos. Dichos cálculos se desarrollan en la sección anexos.

Cabe resaltar aquí que se observan partes del mismo en las cuales el estado de conservación no es el adecuado, y que pueden derivar en la pérdida de calidad del agua en cuestión como en pérdidas de volumen de agua cruda producidas por infiltración de la misma, como se observan en la Imagen 6 y 7.



Imagen 4: Canal de Hormigón



Imagen 5: Canal de mampostería de piedra con junta tomada



Imagen 6: Deterioro en la última etapa del Canal de conducción (a)



Imagen 7: Deterioro en la última etapa del Canal de conducción (b)

Desarenador Primario

El mismo, representado en la Imagen 8, se encuentra situado a 156mts de la toma. Está construido con mampostería de piedra con junta tomada, con losas transversales de Hormigón Armado en malas condiciones que necesitan mantenimiento, como puede observarse en la Imagen 10. Tiene 4,5mts de ancho por 12,0mts de largo, con una pendiente estimada del 15% en la zona de sedimentación. Tanto en la zona de entrada como de salida, se sigue un ángulo de 45° con respecto al eje del Desarenador para ejecutar las zonas de transición entre el canal y la zona de sedimentación. En la zona de entrada se observa un par de losas transversales de 0,10m de espesor que permite la distribución uniforme del flujo de agua, cuyo paso es por la parte inferior de éstas. En la zona de salida puede observarse que el agua es captada por rebose.

La remoción de lodos del mismo se realiza manualmente –Imagen 9-, por lo que cuenta con un canal derivador, tal como se observa en la Imagen 8.



Imagen 8: Desarenador y canal de By-Pass



Imagen 9: Desarenador - Tareas de Mantenimiento



Imagen 10: Desarenador – Deterioro de la Pantalla en la zona de Entrada

3.3) Planta Actual

Hoy en día, la Planta Potabilizadora en la Localidad de Tolombón se encuentra en funcionamiento, y pese a los años que tiene la misma y el crecimiento poblacional, en ésta solo se llevan a cabo tareas de mantenimiento, pero en ningún caso tareas de estudio o ampliación, que pudieran solventar la demanda insatisfecha a la fecha o mejoras necesarias.

A partir de ello se ha realizado un inventario de los elementos que conforman la Planta, y además, el estado de las mismas, lo cual se resume a continuación. La distribución de la Planta actual, como así también los planos de la misma se encuentran en la Sección Planos –Plano N°3-.

La Planta actual consta de los siguientes elementos:

- Canal a cielo abierto, construido en dos etapas, la primera de Hormigón y la segunda con mampostería de piedra con junta tomada –Imagen 11-, como se explicó anteriormente. De ésta última, llega el agua desde el Desarenador hasta el Partidor –que parte el caudal destinado para la planta del destinado al riego-, situado a 119 mts. aproximadamente de la Planta Potabilizadora.

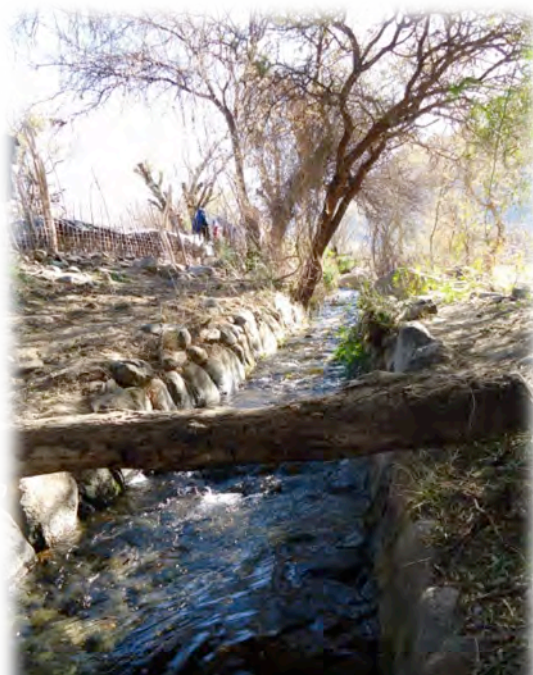


Imagen 11: Canal de conducción del Agua Cruda.

- Cañería Ø100 de PVC que lleva el agua desde la Cámara de carga hacia el Desarenador.
- Desarenador, de 2,0mts por 0,60m, con una profundidad no determinada, ya que se encontraba en funcionamiento al momento de las mediciones, y cuya entrada se representa en la Imagen 12.



Imagen 12 : Cañería de entrada al desarenador.

- Sedimentador (Presentaba dos fisuras importantes a cada lado del mismo antes de realizadas las tareas de mantenimiento): Donde se producirá la decantación de las partículas suspendidas en el fluido a tratar. El mismo, representado en la Imagen 13 está construido enteramente de Hormigón Armado, con unas dimensiones de 2,8mts de ancho por 14,0mts de largo y una altura de 1,4m. La zona de sedimentación posee dos pendientes, de 15% y 10%, con un canal recolector que permite la limpieza del lodo. La zona de entrada se resuelve por rebose. La zona de salida también presenta una sección de rebose, para conducir el agua a los filtros.



Imagen 13: Sedimentador.

- Filtros lentos de arena, a partir de los cuales se produce la remoción de partículas suspendidas y coloidales y microorganismos presentes en el agua que escurre a través de un medio poroso. En este caso se cuenta con dos filtros lentos descendentes trabajando en paralelo con un falso fondo de ladrillos –Imagen 14-. Los mismos tienen una forma prismática de lados iguales, con 8,5mts en la parte superior y 6,5mts en la parte inferior, y con una altura de 2,5mts.



Imagen 14: Filtros.

- Cámara de cloración. Realizada posteriormente a los filtros y antes de la cámara de contacto, donde además se produce la mezcla entre el agua a tratar y el desinfectante elegido. Se encuentra construida con losas de Hormigón Armado, y sus medidas no pudieron ser estimadas con certeza por encontrarse semienterrada y en funcionamiento.



Imagen 15: Ventilación cisterna

- Cisterna semienterrada –Imagen 16-, en la cual se almacena el agua para que la cloración se lleve a cabo de una forma adecuada y par abastecer al consumo en cuando fuera necesario. La ventilación de la misma se realiza con caños metálicos, representados en la Imagen 15.



Imagen 16: Cisterna

- Cañería de distribución, la cual es la encargada de distribuir el agua tratada desde la cisterna hacia los usuarios, y cuyo desarrollo excede el alcance del presente trabajo. Se sabe, sin embargo, que se emplearon caños de PVC para su conducción.

4. POBLACIÓN Y DOTACIÓN ESTIMADA

El desarrollo de una planta Potabilizadora está ligado al estudio demográfico de la zona donde se encuentra emplazada, ya que la misma servirá para brindar agua en calidad y cantidad suficiente tanto para la población actual como futura, según la vida útil proyectada (30 años).

Como datos se tomaron los brindados por el INDEC⁹ durante los censos de los años 1991, 2001 y 2010.

Año	Población			
	Argentina	Salta	Cafayate	Tolombón
1991	32.615.528	866.153	7.115	59
2001	36.260.130	1.079.051	10.714	255
2010	40.117.096	1.214.441	14.850	350

Tabla 5: Población de la Localidad de Tolombón según Censos oficiales

El posterior cálculo de la Proyección Demográfica se llevó a cabo mediante los métodos recomendados en ENOHSa¹⁰, y cuyo desarrollo se lleva a cabo en la sección Anexos 4. A continuación se detallan los resultados obtenidos para el año **2047**.

Método	Pn [hab]
Ajuste Lineal de Tendencia Histórica	935
Tasa Geométrica Decreciente	1287
Método Aritmético	1157

Tabla 6: Población para el año de diseño

Para obtener la población de diseño podríamos usar un promedio de los métodos implementados, sin embargo, al tratarse de una zona con posibilidad de grandes afluencias turísticas y laborales, se considera apropiado el caso más desfavorable de entre todos los métodos, estimando una población al año 2047 de **1287 habitantes**.

Sabemos que no sólo es importante el estudio de la evolución de la población, si no también el lugar donde la misma va a asentarse espacialmente. A continuación se ubica el asentamiento de la población servida en color **Azul** –Imagen 17-, y luego, las zonas de ampliación geográfica adoptadas en color **Rojo** –Imagen 18-. Ésta última se estima asentada en dichas zonas ya que los nuevos asentamientos de localidades cercanas tienden a acercarse a zonas ya construidas o bien, cerca de rutas existentes. Para el presente estudio se ha seguido este criterio.

⁹ Instituto Nacional de Estadísticas y Censos.

¹⁰ Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento

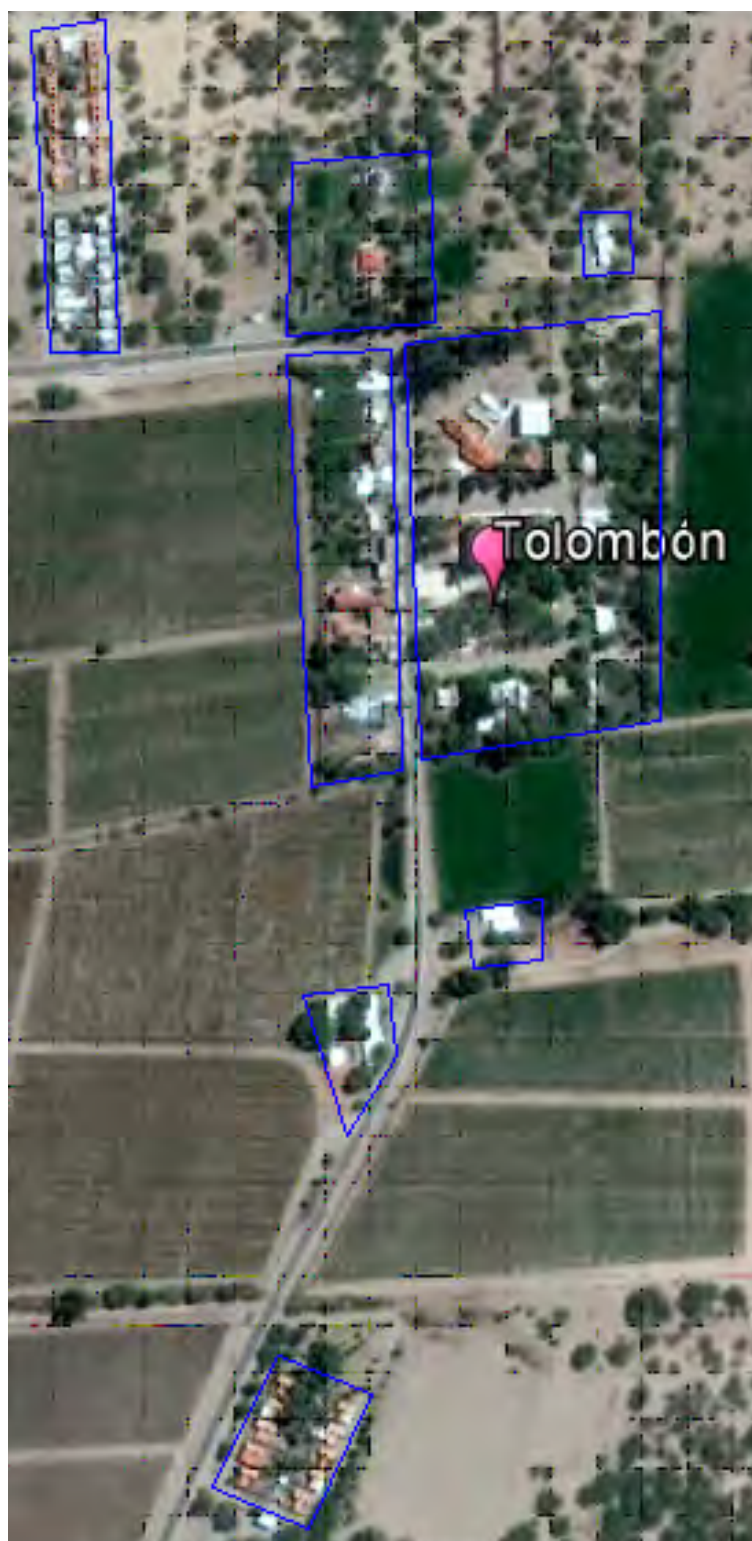


Imagen 17: Población servida actualmente (Azul)



Imagen 18: Población servida (azul) y a servir en un futuro (roja)

4.1) Dotación Estimada

La población calculada a tener en cuenta será de:

1287 habitantes

La misma se obtiene de las consideraciones antes mencionadas y con lo cual puede preverse incluso parte de la afluencia turística presente durante el verano.

Se tendrá en cuenta un consumo medio a lo largo de todo el período de diseño de **250 $\frac{Lts}{hab.día}$** . Si bien dicho consumo decrece para pequeñas localidades en comparación con la dotación correspondiente a ciudades, algo que debe considerarse es la fuerte presencia de agricultura familiar en la zona. Esto incrementa la dotación de agua considerada, ya que es la usada tanto para el riego como para el consumo.

Se calcula entonces la Dotación media,

$$Dm \text{ 2.047} = 250 \frac{Lts}{hab.día} \cdot 1287 \text{ habitantes}$$

$$Dm \text{ 2047} = 321.750 \text{ [Lts/día]}$$

Se considera que del total de agua entregada a la población,

- Entre el 40-60% se destina para Uso Doméstico y Riego.
- Entre el 15-40% se destina para Uso comercial.
- Entre el 20-30% se pierde por Derroches y Pérdidas.
- + Agua destinada para Uso Público.

Existen diferentes causas que afectan el consumo de agua potable en la población, las cuales no actúan de forma simultánea y varían a lo largo de un día, de un día respecto a otro o de las estaciones del año. Es por ello que la dotación considerada durante los caudales pico estacionales y horarios, como así también sus mínimos, se obtendrá con ayuda de los siguientes coeficientes. Dichos valores son obtenidos por recomendaciones de las normas del ENOHSa para una población entre 500 y 3000 habitantes, al no contar con registros confiables de los últimos 36 meses que permitan determinar los mismos por cálculos.

$\alpha_1 \rightarrow$ Coeficiente máximo diario = 1,40

$\alpha_2 \rightarrow$ Coeficiente máximo horario = 1,90

$\alpha_T \rightarrow$ Coeficiente total máximo horario = 2,66

$\beta_1 \rightarrow$ Coeficiente mínimo diario = 0,60

$\beta_2 \rightarrow$ Coeficiente mínimo horario = 0,50

$\beta_T \rightarrow$ Coeficiente total mínimo horario = 0,30

4.2) Determinación del Caudal de Diseño

Se calcula siguiendo los lineamientos dados por ENOHSA en la sección de *Proyectos Típicos para Plantas de Potabilización para tratar 0,330m³/s en dos etapas*¹¹.

$$Q \text{ diseño} = (\alpha_1 \cdot \text{Dotación media diaria}) \cdot \frac{100}{1-ANC}$$

Donde,

ANC: Agua no contabilizada. Se estima para el presente proyecto de un 25% de la dotación media diaria, entre los cuales esta incluido el consumo de la planta y otros usos no contabilizados, como los producidos por la afluencia turística y por las afluencias de trabajadores durante las épocas de vendimia y poda.

$$Q \text{ diseño} = 600,6 \text{ [m}^3/\text{d]}$$

$$Q_d 2.047 = 25,02 \text{ [m}^3/\text{h}] = 6,95 \text{ [lt/seg]} = 0,007 \text{ [m}^3/\text{seg]}$$

Se adoptan los siguientes valores:

$$Q_d = 25,5 \text{ [m}^3/\text{h}] = 7 \text{ [lt/seg]} = 0,007 \text{ [m}^3/\text{seg]}$$

¹¹ ENOHSA, Proyectos Típicos. “Planta de Potabilización para tratar 330m³ en dos Etapas”

5. PRE - DISEÑO DE LA PLANTA

5.1) Ensayos del Agua

Los mismos condicionan la elección del método empleado durante el proceso de potabilización, como así también pueden determinar la confiabilidad y calidad del suministro de agua. Además, será determinante para la elección de un proyecto cuya relación de eficiencia-costo sea apropiada.

Éstos estudios se encuentran adjuntos en la sección Anexos, y fueron realizados durante el mes de Marzo de 2016 por la Secretaría de Recursos Hídricos, correspondiendo los mismos a los estudios Físico-Químicos y Bacteriológicos, y durante el mes de Agosto de 2016 por la misma Secretaría, correspondiendo a los estudios Bacteriológicos solamente en esta oportunidad. Éste último estudio, además, se llevó a cabo para establecer si el motivo del valor de los Coliformes Totales se debía a una fuente no apta para consumo según las recomendaciones dadas por las normas, o bien, debido a la presencia de contaminaciones durante su conducción. Con los valores obtenidos, se determinó que éste último era el caso.

5.2) Elección de la Fuente de Agua

La selección de la fuente de agua determinará la calidad, confiabilidad y suficiencia del suministro, eligiéndose principalmente la fuente de agua cruda de la más alta calidad económicamente disponible. Hay cuatro fuentes de aguas que se pueden captar:

- Lluvia y precipitaciones: A partir de las cuales se deberá recoger el agua precipitada directamente para luego ser almacenada, cuidando que durante su recolección no arrastre impurezas de los elementos dispuestos para tal fin, que desembocarían en un posterior filtrado.

→ Dicha solución no es la apropiada, ya que el régimen pluviométrico es del tipo “Monzónico” (80% de la precipitación anual se dan en semestres cálidos), y además, se necesitaría de una obra cuyo funcionamiento precisaría de la colaboración de todos los habitantes del lugar durante cada precipitación.

- Lagos y embalses: A partir de los cuales se instala una toma en base al volumen embalsado, la profundidad del embalse y los caudales a servir.

→ *Dicha solución no se considera apropiada, ya que de llevarse a cabo implicaría la construcción de un lago o embalse con un desarrollo capaz de almacenar las aguas de las épocas de grandes precipitaciones, cuyo costo sería excesivo frente a otros métodos.*

- Pozos: Es una fuente confiable de captación de aguas, para los cuales debe determinarse la presencia de un acuífero, sus dimensiones, el consumo y bien, la recarga natural que posee éste (o bien, la necesaria recarga inducida).

→ *Dicha solución tiene como problema aparejado el costo del pozo y el tiempo de recarga del acuífero, la protección de la fuente, etc. Sin embargo es una buena alternativa.*

- Arroyos y ríos (MEDIO ELEGIDO): Principalmente se busca captar aguas del cauce de ríos o arroyos por obras de toma, previo estudio hidrológico de los caudales del río a los años de proyección y conducirlos hasta una Planta Potabilizadora.

→ *Dicha alternativa es la elegida para este trabajo, no solo porque es la empleada actualmente, si no por una comparación realizada con las otras opciones resulta más beneficiosa.*

El arroyo Lampacito del cual se tomará el agua está ubicado en la “Quebrada de la Sibinguilla”, en la Localidad de Tolombón. Dicho curso de agua es permanente y se caracteriza por ser un río de montaña. Esto quiere decir que poseen mucho material de arrastre durante la época de crecidas, dadas durante los meses de Diciembre, Enero y Febrero.

Se adjunta en Anexos el único plano que se consiguió donde figura el curso de agua, conocido como Arroyo Lampacito, de donde se captará el agua. Cabe destacar que de la totalidad del agua que ingresa a la Toma como ya se mencionó antes, la mitad es destinada a riego, y la mitad restante sigue su camino hacia la Planta Potabilizadora. Es por ello que elegido este cauce, se hace notar que de ser necesario aumentar el caudal a tratar por futuros incrementos poblacionales, puede usarse el agua actualmente destinada a riego para tal fin.

5.3) Estudios de títulos

Los mismos se realizan sobre los terrenos donde se emplazará el proyecto, ya que para el mismo debe considerarse el hecho de que se debe expropiar parte de dichas propiedades. Los mismos se encuentran en la sección Anexos. Se presentarán en el siguiente orden:

- Plano Finca “Mercedes”. Mat.: 317. *(En la misma se sitúan actualmente los canales de conducción desde la Toma hasta la Planta).*
- Plano Finca “La Reservada”. Mat.:4606. *(La misma se encuentra dentro de la Finca “Mercedes”, siendo el lugar donde deberán desarrollarse las obras de toma).*
- Cédula Parcelaria Finca “Mercedes”.
- Cédula Parcelaria Finca “La Reservada”.

Finalmente, es necesario señalar además que el agua cruda recibe una fuerte contaminación durante su recorrido en el canal abierto, principalmente debido a la presencia de ganado procedente de las casas situadas a la vera del canal.

MEMORIA

6. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA PLANTA

6.1) Distribución de la Planta

La siguiente responde a una Planta de Sedimentación y Filtración convencional para remoción de Color, Turbiedad y Microorganismos. A continuación, en la Imagen 19, se presenta de forma esquemática la distribución de la misma:

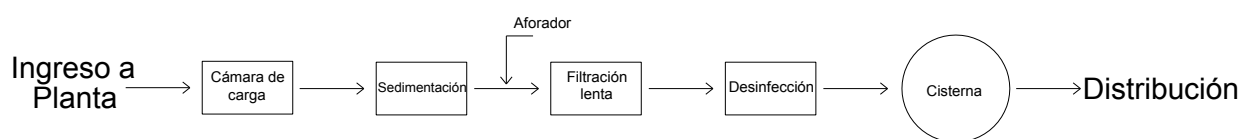


Imagen 19: Esquema Planta Proyectada

Como ya se ha mencionado antes, tanto las etapas de Toma como su canal de conducción no están contempladas en el desarrollo del presente trabajo, como así también el Desarenador que se encuentra situado para la protección de las obras de conducción. Ante lo dicho anteriormente, sólo se hará una breve referencia a los mismos como así también sugerencias para su desarrollo.

Es necesario considerar el esquema de funcionamiento que tendrá la Planta a proyectar, dado por el Plano N°5 en la sección Planos. Se incluye luego, en el Plano N°6 la Planimetría general del terreno donde se sitúa la Planta. Por último, en la misma sección se presentan los Planos N°7 y N°8, que corresponden a un Plano de la Planta actual, con el detalle de los elementos existentes y a construir, y al Corte de la Planta respectivamente. La Planilla de cálculo del Perfil Hidráulico se encuentra en la sección 11 de Anexos.

Caudal de Diseño

Como se ha calculado en el Capítulo 4, el Caudal de Diseño (Q_d) será:

$$Q_{\text{diseño}} = 612 \text{ [m}^3/\text{d]}$$

$$Q_d = 0,007 \text{ [m}^3/\text{seg}] = 7 \text{ [lt/seg]} = 25,5 \text{ [m}^3/\text{h]}$$

Período de Diseño

Como se ha establecido antes, el período de diseño que se tiene en cuenta para este proyecto es de 30 años. Para establecer dicho período se tiene en cuenta:

- Vida útil de los materiales y equipos empleados.
- Facilidad para realizar ampliaciones.
- Crecimiento de la Población.

Se fija un período de diseño de 30 años debido que al tratarse de una localidad pequeña con características rurales, el remplazo de un elemento en la planta potabilizadora, como así también su ampliación estarán condicionados a un período considerable de tiempo.

6.2) Conducción de Agua cruda

Según lo observado en los Análisis Bacteriológicos realizados, existe a la fecha una fuerte contaminación en el transporte de la misma desde la Toma hasta la Planta. La presencia de casas aledañas y corrales en la zona afirman la suposición de que dicha contaminación es producida en gran medida por las heces del ganado.

Se detallan a continuación dichos resultados,

Coliformes totales Toma: 430 NMP/100ml

Coliformes totales Planta: $4,3 \times 10^4$ NMP/100ml

Con lo enunciado anteriormente se recomienda la construcción de un canal tapado con losetas de hormigón desde el Desarenador primario hasta la Planta o bien, de una cañería de conducción. Si bien no es el tema del presente Trabajo, se dará una breve referencia en la sección 6.2.2.

6.2.1. Desarenador para protección del Canal

Luego de la Toma se propone la modificación del Desarenador existente a fin de proteger la cañería hasta la Planta propiamente dicha. Según Normas de ENOHSA, “*se deben proyectar dos unidades como mínimo, cada una con el caudal de diseño*”. El anunciado anterior no se cumple en la actualidad, y por lo tanto, para realizar tareas de limpieza y mantenimiento se debe parar el funcionamiento de la Planta o mandar a la misma agua cruda con presencia de arena y mica que con el tiempo, pueden llegar a erosionar las cañerías.

Se considerará una Velocidad de Sedimentación (V_s) de las partículas de **1 cm/seg** para una partícula de 0,01cm según recomendación de la Cátedra de Ingeniería Sanitaria-, y una Velocidad media de escurrimiento horizontal (V_h) en la zona de sedimentación de **10cm/seg** para una partícula de 0,01cm según recomendación de normas de ENOHSA-.

Cabe destacar que en la sección Planos, se encuentran los Planos del Desarenador proyectado –Plano N°4-.

Diseño zona de sedimentación de las partículas gruesas

Procedemos a realizar el dimensionamiento del área en Planta del Desarenador (A_s). Para ello, realizaremos el cálculo según la expresión que sigue,

$$A_s = \frac{Qd}{v_s}$$
$$A_s = \frac{0,007 \text{ m}^3/\text{seg}}{0,01 \text{ m/seg}} = 0,7 \text{ m}^2$$

Se fija el alto de cada unidad en 1,2m, y un ancho de cada unidad en 0,60m, teniendo en cuenta que éste el ancho mínimo permitido ya que un valor menor dificultaría la limpieza de cada cámara.

Calculamos la longitud teórica (L_t) de la Cámara. Por lo dicho anteriormente, se tendrá en cuenta un número de cuerpos igual a 1 para el cálculo de cada cámara, con lo cual éstas estarán preparadas para trabajar con el total del caudal de diseño en el caso de ser necesario. Además, se contará con un coeficiente de seguridad. En el presente proyecto adoptamos un coeficiente de 2,5.

$$L_t = \frac{A_s}{N^{\circ} \text{ cuerpos} \times b}$$
$$L_t = \frac{0,7 \text{ m}^2}{1 \cdot 0,6 \text{ m}} = 1,16 \text{ m} \approx 1,20 \text{ m}$$
$$L_f = C_s \cdot L_t = 2,5 \cdot 1,20 = 3,0 \text{ m}$$

Adoptamos como longitud $L_f = 3,0$ mts.

Considerando las fórmulas hidráulicas, se sabe que la sedimentación no depende de la altura de las cámaras. Se adopta $H=0,9$ m considerando un margen para trabajar con material sedimentado, por eventualidades o futuro crecimiento del volumen a tratar.

A continuación determinamos la altura de flujo de la cámara. Para ello establecemos la velocidad de escurrimiento horizontal $V_h = 0,10 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$ según recomendación de la cátedra.

$$H = \frac{Q}{B \cdot V_h} = \frac{0,007}{0,6 \cdot 0,1} = 0,12 \text{ m} = 12 \text{ cm}$$

Según las recomendaciones dadas por Normas, se debe seguir una relación establecida tanto para Largo-Ancho como para Largo-Profundidad, dada por:

$$2 \leq \frac{L}{B} \leq 5$$

$$2,5 \leq \frac{L}{H} \leq 25$$

Las mismas observamos que se cumplen con los valores adoptados, con

$$\frac{L}{B} = 5$$

$$\frac{L}{H} = 25$$

El tiempo de permanencia será de,

$$t = \frac{L}{vh} = \frac{3,0}{0,1} = 30 \text{ seg}$$

Cálculo de la pérdida de Carga

Para su cálculo tenemos en cuenta la fórmula de Manning, de la cual, despejando la pérdida de carga tenemos que,

$$\Delta H = L \cdot \left(\frac{Vh \cdot \eta}{R^{2/3}} \right)^2$$

Con

η : 0,014 para una superficie de Hormigón (Coeficiente de Rugosidad)

R: Radio hidráulico

$$R = \frac{Am}{Pm} = \frac{0,6 \cdot 0,12}{0,6 + 2 \cdot 0,12} = 0,09m$$

$$\Delta H = 3 \cdot \left(\frac{0,1 \cdot 0,014}{R^{2/3}} \right)^2$$

$$\Delta H = 0,00015m = 0,15mm$$

Con lo realizado anteriormente puede decirse que la pérdida de carga en el Desarenador no es significativa.

Diseño Zona de Entrada

La misma debe garantizar que el agua que ingresa a cada cámara desarenadora se distribuya uniformemente, evitando una excesiva turbulencia. En el presente proyecto se contempla la opción de un vertedero sumergido, por lo cual se colocará una pantalla difusora de Hormigón Armado. La longitud del canal de transición será el siguiente:

$$Le = \frac{(B-b)}{(2 \cdot tg \alpha)} = \frac{(0,6-0,4)}{(2 \cdot tg 12,5^\circ)} = 0,45m$$

B: Ancho constante de la zona de sedimentación

b: Ancho del canal de acceso a la unidad.

α : Ángulo de transición con la horizontal ($\alpha = 12,5^\circ$)

Limpieza de Lodos

Al preverse de dos tanques en paralelo, es posible realizar la limpieza de lodos en una unidad cuando sea necesario como así también su mantenimiento, mientras la otra unidad continúa funcionando.

Además, se prevé fuera del área de sedimentación, un área de decantación de lodos y la zona de Tolvas con válvula de lodos de PVC Ø150, a fin de facilitar la limpieza hidráulica de los mismos. Según estudios, el 80% de la acumulación ocurre en el primer tercio de la longitud del sedimentador. Por ello, se estimará una pendiente del 10% en dirección a las tolvas.

→ Si bien la frecuencia de limpieza de los tanques es variable en base a la calidad del agua cruda, y la capacidad del tanque, se recomienda por el proyecto realizar una limpieza hidráulica **cada dos días**, mientras que será necesaria una limpieza manual de los mismos cada **4 meses**, alternando cada dos meses la limpieza de cada tanque.

Diseño Zona de Salida

El vertedero se materializará con una pared de H°A° de 8cm de ancho transversal al Desarenador. Debe diseñarse con el principio que el flujo de agua saliente no arrastre a las partículas a sedimentar, por lo cual tenemos en cuenta que la velocidad de arrastre es de $U_s = 1\text{m/seg}$.

Tirante sobre el Vertedero de Salida

$$h_v = \left(\frac{Q}{1,84 \cdot b} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,007}{1,84 \cdot 0,6} \right)^{2/3} = 0,03\text{m}$$

Velocidad sobre el Vertedero de Salida

$$U_v = \frac{Q}{b \cdot h_v} = \frac{0,007}{0,6 \cdot 0,03} = 0,39 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

Ante lo cual se verifica que se cumple $U_v < U_s$.

6.2.2. Diseño de Conducción de Agua Cruda

Si bien éste es un tema como para desarrollarse en otro Trabajo Final por la complejidad que refiere su estudio, a continuación se brinda una breve referencia al mismo. En la Imagen 20 se establece la ubicación a seguir por la conducción del agua cruda con color **rojo** durante el trayecto de sus 5,11km, obtenida con el empleo de Google Earth.



Imagen 20: Conducción de Agua Cruda

Seguidamente, en la Imagen 21 se señalan luego sus cotas (der: Desarenador – izq: Cámara de Carga), determinadas también por Google Heart.



Imagen 21: Cotas de Conducción de Agua Cruda

Para verificar la veracidad de la misma se empleó un GPS *Ashtech ProMark 2* para realizar la toma de mediciones en 2 puntos en su conducción –Toma y Entrada a la Planta-, y luego, dentro del predio de la Planta, se tomaron otros 7 puntos –Plano N°6-. Se detalla la ubicación de los mismos, como así también las cotas obtenidas en el Plano N°2. Dichas cotas fueron tomadas en Marzo de 2017.

Caudal de Cálculo: $7 \frac{\text{lt}}{\text{seg}} = 0,007 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$

Longitud Toma-Planta: 5113,98m

Cota Inicio: 2030,05msnm

Cota Final: 1664,90msnm

Canal de Conducción

A la fecha el ingreso a la Planta está materializado con un conducto abierto en el cual el agua corre sometido a la presión atmosférica. El flujo se origina por la pendiente del canal y de la superficie del líquido. La primera parte del mismo se llevó a cabo en H°, mientras que la segunda es realizada con mampostería de piedra con junta tomada, ambas con medidas de 0,70m x 0,50m.

Se recomienda mantener el Canal abierto desde la Toma hasta el Desarenador Primario (177mts aproximadamente), y luego siguiendo su trayecto hasta el partidor 119mts antes de la entrada a la Planta (el mismo divide el agua para riego a las Fincas colindantes con el agua que entrará a la Planta para ser tratada). Luego, se recomienda proceder con la reconstrucción del canal empleando mampostería de piedra con junta tomada y cubrir al mismo con losetas de H°A°. El principal motivo de esta recomendación es evitar la contaminación del agua y la infiltración en el terreno que a la fecha se produce en el tramo final. Como motivo secundario se puede enunciar que el estado del canal actual no es óptimo, con lo cual la reconstrucción del mismo es necesaria, como se muestra en las Imágenes 6 y 7.

Para la anterior recomendación se consideró la opción de realizar una cañería entre el desarenador y la cámara de carga, pero el costo de la misma en sus 4831mts de desarrollo supondría un coste adicional más elevado que el implicado en el mantenimiento del canal existente y su tapado con loseta en los tramos críticos (donde se procede con la contaminación, es decir, entre el partidor y la Planta).

6.3) Canal de Conducción en Planta

El mismo deberá recorrer 119,0mts, con una pendiente de $i = 0,42\%$ obtenida por las diferencias de cota entre el lugar de la derivación y la entrada a la Pileta de quietamiento, es decir, un $\Delta h = 1,15\text{mts}$. Se adopta una forma rectangular para el mismo por su facilidad de construcción por mano de obra no especializada.

Para realizar el cálculo de canales, se suele emplear la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{\eta} R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Con R: Radio hidráulico (Área mojada/ Perímetro mojado)

Además se tiene en cuenta que el coeficiente de Rugosidad para un canal de mampostería de piedra con junta tomada es de $f = 0,020$ ¹². Con lo dicho anteriormente, el problema del diseño del presente canal está en resolver la siguiente ecuación, despejada de la fórmula de Manning.

$$\frac{f \cdot Q}{\sqrt{i}} = A \cdot R^{2/3}$$

Para resolver dicha fórmula, se debe establecer dimensiones arbitrarias tales que cumplan con la igualdad dada, diseñando siempre con una revancha ante eventualidades, que en este caso será de 0,30mts como mínimo. De lo anterior tenemos que,

$$\frac{0,020 \cdot 0,007}{\sqrt{0,0042}} = 0,002$$

Analizando posibles dimensiones arbitrarias, elegimos 0,4mts de ancho, y una altura necesaria de 0,05mts, con lo cual la ecuación anterior quedaría,

$$A \cdot R^{2/3} = 0,002$$

$$0,002 = 0,002$$

Por la igualdad de ambos términos del cálculo anterior, empleamos dichas dimensiones para el canal, con una revancha de 0,35mts para eventualidades.

A continuación se calcula la velocidad del flujo con el caudal de Cálculo, y una altura de pelo de agua de 8 cm para el Canal abierto.

$$V_c = \frac{Q}{A} = \frac{0,007}{0,4 \cdot 0,05} = 0,35 \frac{m}{seg}$$

→ Por otra parte, aunque dicho cálculo no se engloba en el presente proyecto, se recomienda diseñar la tapa del mismo, para evitar así la contaminación producida a la fecha por las viviendas cercanas al canal existente. Para el diseño de la misma se tendrán en cuenta dos cargas:

- Peso Propio: $25KN/m^3$ (HºAº)

¹² Tabla según Naturaleza de las Paredes – Hidráulica y Máquinas Hidráulicas - Stevenazzi

- Sobrecarga uniforme mínima por Norma¹³: 25KN/m^2 (Simil a pasarelas y plataformas elevadas).

Como un pre dimensionado se puede colocar una Placa de H°A° de 7cm de espesor y 50cm de ancho, con armadura de Ø6 c/10cm en ambas direcciones. Por su parte, las paredes del canal que deberán ser reconstruidas, tendrán un espesor de 8cm, con armadura de Ø6 c/10cm en ambas direcciones y con las medidas antes establecidas.

Por no formar parte del presente proyecto, se realizará su Presupuesto separado del Presupuesto final del mismo, en la sección Anexos.

Cálculo de la pérdida de Carga de un Canal

La misma se calculará en función de la longitud recorrida, ya que no hay cambios de dirección considerables durante su trayecto. Para su cálculo tenemos en cuenta la fórmula de Manning, de la cual, despejando la pérdida de carga tenemos que,

$$\Delta H = L \cdot \left(\frac{V h \cdot \eta}{R^{2/3}} \right)^2$$

$$R = \frac{Am}{Pm} = \frac{0,4 \cdot 0,05}{0,4 + 2 \cdot 0,05} = 0,04\text{m}$$

$$\Delta H = L \cdot \left(\frac{0,35 \cdot 0,020}{R^{2/3}} \right)^2$$

$$\Delta H = 1. 0,0036$$

Con lo cual la pérdida de carga por metro será de 3,6mm. Teniendo 61,27mts de recorrido en el tramo final del canal, la pérdida de carga en esta zona será de 0,22m.

Rejas

Para evitar la entrada al Desarenador de elementos de gran tamaño que puedan atentar contra la integridad del mismo, es conveniente realizar una rejilla a su entrada, que deberá ser limpiada manualmente según el estado de la misma. La presencia de la misma se justifica en el presente proyecto al encontrarse el canal de conducción cerca de árboles que pueden depositar sobre el mismo materiales flotantes. Para ello se estimará un cribado medio, es decir para elementos mayores de 25mm. Las rejas estarán colocadas a 60° respecto de la horizontal. Por otra parte, el canal de conducción en esta zona tendrá un ancho de 0,40m.

¹³ Reglamento CIRSOC 101 – Julio 2005

Los datos que se dispondrán para el cálculo de la misma serán los siguientes:

$$Q = 0,007 \frac{m^3}{seg}$$

$$\alpha = 60^\circ$$

$$e = 0,005m \text{ (Ancho asumido de la reja)}$$

$$a = 0,025m \text{ (Separación entre rejillas)}$$

$$V = 0,125 \frac{m}{seg} \text{ (Velocidad de aproximación)}$$

$$b = 0,70m \text{ (Ancho del canal)}$$

1- Altura del agua

$$h = \frac{Q}{b.V} = \frac{0,007}{0,7 \cdot 0,125} = 0,08m = 8 \text{ cm}$$

2- Altura total del canal

(Se elige 0,20m de revancha)

$$H = h + 0,20m = 0,28m$$

Se adopta 0,30m de altura.

3- Dimensionado de la rejilla

(Dimensión inclinada de la reja)

$$L = \frac{0,30m}{\sin 60^\circ} = 0,35m$$

4- Número de pletinas

$$n = \frac{0,7+0,025}{0,005+0,025} = 24,1$$

Por lo tanto se pondrán 24 pletinas separadas $0,025m = 2,5cm$.

Pérdida de Carga a Reja Limpia

La pérdida de Carga puede evaluarse según la siguiente fórmula,

$$hf = K_r \cdot \frac{U^2}{2g}$$

U: Velocidad de aproximación a la Rejilla.

g: Gravedad

Kr: Coeficiente de gasto que depende de la sección transversal. Se adopta por aproximación el valor de 0,60 según recomendación del ENOHSA.

$$hf = 0,60 \cdot \frac{0,125^2}{2 \cdot 9,8} = 0,0005m$$

$$hf = 0,5 \text{ mm}$$

6.4) Cámara de Aquietamiento

La misma tendrá como finalidad aquietar las aguas, para evitar que estas produzcan turbulencia al entrar a la Planta. De esta forma se busca que retenga las aguas provenientes del canal tapado de piedra bola con junta cementicia, y luego por una cañería sumergida, conectar a ésta con la cámara de carga. Por dicho motivo las dimensiones de la misma serán arbitrarias, con dimensiones de 1,5mts de ancho por 3,0mts de largo, y una profundidad de líquido de 1,35mts, siendo la pendiente de la misma $i=1,5\%$. La cañería de PVC Ø150 estará ubicada a una profundidad de 1,20mts, para evitar que posibles sedimentos ingresen a la Planta. La entrada buscará evitar un flujo turbulento. La pérdida de carga de la misma se encuentra calculada en la sección 11 de Anexos. El detalle de la misma está en la sección Planos –Plano N°9-.

6.5) Cámara de Carga

Debe instalarse para mantener constante la cota de pelo libre del líquido, desarrollando al mismo tiempo el perfil hidráulico para toda la Planta y un aquietamiento de la misma. El detalle de las cotas del mismo se especificará en la sección Planos –Plano N°10-, mientras que su pérdida de carga se encontrará en anexos en la sección 11.

La entrada a la misma se materializará con la presencia de una cañería de PVC Ø150 sumergida, a fin de evitar un flujo turbulento en la misma.

Las permanencias usadas en la práctica varían entre 20 a 40 seg., pudiendo llegar hasta 1 minuto. Adoptaremos este último valor para calcular el volumen de la misma.

$$V_c = Q \cdot t_p$$

$$V_c = 0,007 \cdot 60 = 0,42\text{m}^3$$

A continuación adoptamos unas medidas de Planta para la cámara de carga de **1,0m x 0,60m**, con lo cual el área de la misma será de $0,60\text{m}^2$. El alto será de,

$$S = \frac{0,42}{0,60} = 0,70 \text{ m}$$

Considerando una revancha de 0,20m según el ENOHSA,

$$S' = 0,90 \text{ m}$$

La vinculación con el Aforador se materializará con un vertedero de caída libre de 0,4m de longitud de umbral. La altura de carga será de,

$$H = \left(\frac{Q}{1,838.L} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,007}{1,838.0,40} \right)^{2/3} = 0,045\text{m} = 4,5\text{cm}$$

6.6) Aforador

Es conveniente la instalación de un aforador, a fin de determinar el caudal de entrada a la planta. Analizando diferentes alternativas, se estableció que la más idónea para el presente proyecto es el Aforador Parshall. El mismo, cuenta con ciertos beneficios como pérdida de carga mínima -, con un paso de flujo libre que evita la obstrucción de elementos arrastrados por la corriente. Además, debido a la velocidad en el mismo, no existe posibilidad de sedimentación en el medidor que altere las mediciones.

El mismo posee dimensiones establecidas, las cuales se detallan en la Imagen 22 en corte y planta respectivamente. Las medidas finales para el presente proyecto se detallan en la sección Planos –Plano N°11-, mientras que las pérdidas de carga, tanto del acceso a la misma como de la Canaleta en cuestión se encuentran en la sección 11 de Anexos.

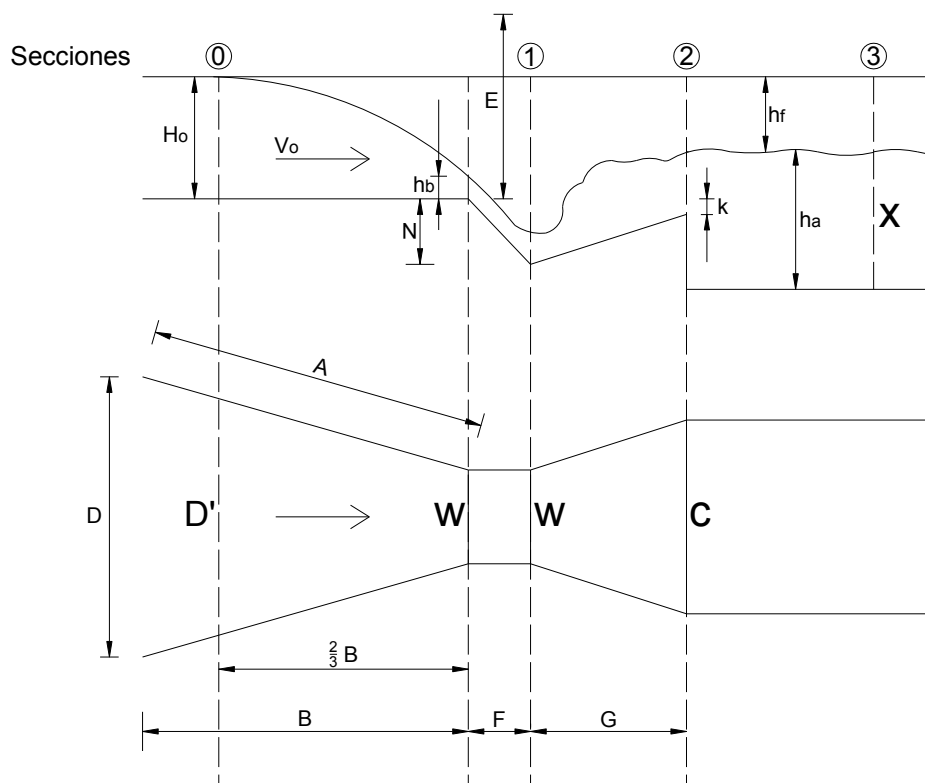


Imagen 22: Canaleta Parshall

Se emplean a continuación las tablas ofrecidas en el Manual de Hidráulica de Azevedo Neto.

Tabla 7 : Parámetros para Cálculo de Canaleta Parshall i

W		K	n
Pulg. - Pies	Mts		
3"	0,075	3,704	0,646
6"	0,150	1,842	0,636
9"	0,229	1,486	0,633
1'	0,305	1,276	0,657
1,5'	0,460	0,966	0,650
2'	0,610	0,795	0,645
3'	0,915	0,608	0,639
4'	1,220	0,505	0,634
5'	1,525	0,436	0,630
6'	1,830	0,389	0,627
8'	2,440	0,324	0,623

Dicha canaleta presenta medidas estandarizadas que se detallan a continuación en la Tabla 8:

Tabla 8: Parámetros para Cálculo de Canaleta Parshall ii

W		A cm	B cm	C cm	D cm	E cm	F cm	G cm	K' cm	N cm
Pulg. - Pies	cm									
1"	2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9
3"	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	45,7	15,2	30,5	2,5	5,7
6"	15,2	62,3	61,0	39,4	40,3	61,0	30,5	61,0	7,6	11,4
9"	22,9	88,0	86,4	38,0	57,5	76,3	30,5	45,7	7,6	11,4
1'	30,5	137,2	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
1,5'	45,7	144,9	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
2'	61,0	152,5	149,6	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
3'	91,5	167,7	164,5	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
4'	122,0	183,0	179,5	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
5'	152,5	198,3	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
6'	183,0	213,5	209,0	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
7'	213,5	228,8	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
8'	244,0	244,0	239,2	274,5	340,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
10'	305,0	274,5	427,0	366,0	472,9	122,0	91,5	15,3	15,3	34,3

→ Para el presente caudal se recomienda un **W = 6''**.

Donde:

A: Longitud paredes en sección convergente (0,623m)

B: Longitud de sección convergente (0,61m)

C: Ancho de Salida (0,394m)

D: Ancho entrada de sección convergente (0,403m)

E: Profundidad total (0,61m)

F: Longitud de Garganta (0,305m)

G: Longitud de sección divergente (0,61m)

K': Longitud de paredes de sección divergente (0,076m)

N: Diferencia de elevación entre salida y cresta (0,114m)

Calculamos la lámina de agua:

$$H_o = K \cdot Q^m$$

Donde: H_o = Altura del flujo de agua [mt]

Q = Caudal [m^3/seg]

K, m = Constantes adimensionales de tabla

$$H_o = 1,842 \cdot 0,007^{0,636}$$

$$H_o = 0,077 \text{ mt} \approx 8 \text{ cm}$$

Control del grado de sumergencia S.

Al mismo tiempo, se debe verificar que se cumplan las siguientes relaciones:

1- Para que la unidad no trabaje sumergida,

$$\frac{hb}{ha} < 0,6$$

2- Para que la turbulencia no penetre en la masa de agua,

$$\frac{ha}{w} = 0,4-0,8$$

6.7) Sedimentador

El Sedimentador Preliminar –o el Pre Sedimentador- disminuye la turbiedad para las unidades de tratamiento posteriores. Para ello se realizará una sedimentación simple en un Tanque de Sedimentación de flujo horizontal, proceso durante el cual las partículas discretas¹⁴ no floculentas menores de 0,2mm serán removidas por la mera acción de la gravedad, sin acción de coagulantes. Se elige esta alternativa por el valor de turbiedad considerado en el presente proyecto (<10UNT). Para ello hay que tener en cuenta que hay factores importantes para el desarrollo de éste método dados por las Normas del ENOHSa. Los Planos de la unidad están en la sección correspondiente –Planos N° 12 y N°13-. El cálculo de la pérdida de carga en la unidad se encuentra en la Sección 11 de Anexos.

$U_s = q_s = \frac{Q}{(L.B)} = 0,10 \text{ a } 0,5 \text{ m/h}$ (Velocidad de Sedimentación o Carga hidráulica Superficial)

$U_h \leq 0,55 \text{ cm/seg}$ para evitar arrastre (Velocidad Horizontal)

$t_s = \frac{L.B.H}{Q} = 1 \text{ a } 3 \text{ hrs.}$ (Tiempo de Permanencia Hidráulica)

$H = 1,5 \text{ a } 2,0 \text{ m}$ (Altura útil de zona de Sedimentación)

$q_v = \frac{Q}{B} = 2 \text{ a } 3 \text{ L/s.m}$ (Carga hidráulica sobre el vertedero de descarga libre)

$L/B = 3 \text{ a } 8$ (Relación longitud-ancho)

$L/H = 5 \text{ hasta } 20$ para tanques pequeños (Relación largo-profundidad)

Teniendo un Caudal de diseño de **25,5 [m³/h]**

Dimensionamiento

Diseño zona de sedimentación

Procedemos a realizar el dimensionamiento del área en Planta del Sedimentador (A_s). Para ello, realizaremos el cálculo según la expresión que sigue,

$$A_s = \frac{Qd}{U_s}$$

$$A_s = \frac{25,5 \text{ m}^3/\text{h}}{0,5 \text{ m/h}} = 51 \text{ m}^2$$

¹⁴ Discretas: Que no cambia su tamaño, forma o peso durante la sedimentación.

Se fija el ancho del tanque en 3,5m. A partir de ello, calculamos el largo del tanque.

$$L = \frac{51m^2}{3,5m} = 14,6m \approx 15m$$

Verificando la relación de lados antes establecida,

$$L/B = \frac{15m}{3,5m} = 4,3$$

Con lo cual se verifica.

La altura del sedimentador se fija en 1,4m, con lo cual

$$L/H = \frac{15m}{1,4m} = 10,7$$

Con lo cual verifica la relación. Además, se prevé una altura de 0,20m como margen ante cualquier imprevisto.

Luego, calculando el tiempo de retención,

$$t_o = \frac{As.H}{Q} = \frac{51m^2 \cdot 1,4m}{25,5m^3/h} = 2,8 \text{ hs.}$$

Dicho valor se encuentra al límite del valor aconsejado, pero para el presente proyecto se considera aceptable, ya que la altura útil puede disminuir al depositarse material sedimentable en el fondo del tanque.

Se debe verificar que no se produzca un arrastre de las partículas a sedimentar, ante lo cual calculamos la velocidad horizontal de escurrimiento.

$$U_h = \frac{Q}{B.H} = \frac{25,5m^3/h}{3,5m \cdot 1,4m} = 5,2 \text{ m/h}$$

$$U_h = 0,14 \text{ cm/seg} < 0,55 \text{ cm/seg}$$

Con lo cual se concluye que no se producirá arrastre de las partículas.

Diseño Zona de Entrada

La misma debe garantizar que el agua que ingresa al tanque sedimentador se distribuya uniformemente, evitando una excesiva turbulencia. Si bien no es necesaria como en un Desarenador de una zona de transición, en el presente proyecto se contempla la opción de una pantalla con orificios a una distancia de entrada de 0,80m.

Para ello se tendrá en cuenta que la velocidad a través de los orificios será de $U_o = 0,1 \text{ m/seg}$. El área total de orificios estará dada por el siguiente cálculo,

$$A = \frac{Q}{U_o} = \frac{0,007 \text{ m}^3/\text{seg}}{0,1 \text{ m/s}} = 0,07 \text{ m}^2$$

Si consideramos orificios de diámetro de 0,03m cada uno tendrá un área de $7 \times 10^{-4} \text{ m}^2$. Así, el número de orificios será el siguiente,

$$n = \frac{A}{a_o} = \frac{0,07 \text{ m}^2}{7 \times 10^{-4} \text{ m}^2}$$
$$n = 100$$

→ Distribución de los orificios

Altura de la pantalla con orificios

$$h = H - \frac{2}{5} H = \frac{3}{5} H$$

$$h = \frac{3}{5} 1,40 = 0,84 \text{ m}$$

$$B = 3,5 \text{ m}$$

Número de orificios a lo ancho: 20 cada 17cm.

Número de orificios a lo alto: 6 cada 14cm.

Limpieza de Lodos

Es posible realizar la limpieza de lodos en la unidad cuando sea necesario por la descarga de fondo.

Además, se prevé fuera del área de sedimentación, un área de decantación de lodos y la zona de Tolvas con válvula de lodos de Ø150, a fin de facilitar la limpieza hidráulica de los mismos. Según estudios, el 80% de la acumulación ocurre en el primer tercio de la longitud del sedimentador. Por ello, se estimará una pendiente del 10% en dirección a las tolvas.

Si bien la frecuencia de limpieza de los tanques es variable en base a la calidad del agua cruda, y la capacidad del tanque, se recomienda por el proyecto realizar una limpieza hidráulica **diariamente**, mientras que será necesaria una limpieza manual de los mismos cada **4 meses**. Durante dicho período un canal desviaré el caudal que ingrese a la Planta a un canal de riego situado cerca de la misma, y el agua para consumo se obtendrá del Tanque de Reserva y Almacenamiento. Por ningún motivo el mismo deberá llevar más de 2hs, siendo programada dicha limpieza para horario no pico.

→ Tiempo de Vaciado del Sedimentador

Teniendo en cuenta el uso de una cañería Ø150 de PVC colocado en la tolva de lodos, se procede al cálculo del vaciado de la misma.

$$t_1 = \frac{\text{Área sed.} \cdot \sqrt{H}}{4850 \cdot S}$$

Se adopta para el cálculo un conducto para evacuación de barro de diámetro 0,15m (0,0177m²).

$$t_1 = \frac{\text{Área sed.} \cdot \sqrt{H}}{4850 \cdot S}$$

$$t_1 = \frac{(15,8 \cdot 3,5) \cdot \sqrt{1,40}}{4850 \cdot 0,0177}$$

$$t_1 = 0,76h = 46 \text{ min}$$

Diseño Zona de Salida

El vertedero se materializará con una pared de HºAº de 10cm de ancho transversal al Sedimentador.

Tirante sobre el Vertedero de Salida

$$h_v = \left(\frac{Q}{1,84 \cdot b} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,007}{1,84 \cdot 3,5} \right)^{2/3} = 0,0106m$$

$$h_v = 1,06cm$$

- Velocidad sobre el Vertedero de Salida

$$U_v = \frac{Q}{b \cdot h_v} = \frac{0,007}{3,5 \cdot 0,01} = 0,2 \frac{m}{seg}$$

Cálculo de la pérdida de Carga

Para su cálculo tenemos en cuenta la fórmula de Manning, de la cual, despejando la pérdida de carga tenemos que,

$$\Delta H = L \cdot \left(\frac{V h \cdot \eta}{R^{2/3}} \right)^2$$

Con

η : 0,014 para una superficie de Hormigón (Coeficiente de Rugosidad)

R: Radio hidráulico

$$R = \frac{Am}{Pm} = \frac{3,5 \cdot 1,4}{3,5 + 2 \cdot 1,4} = 0,77m$$

$$\Delta H = L \cdot \left(\frac{5,2 \cdot 0,014}{R^{2/3}} \right)^2$$

$$\Delta H = 0,11m = 11 \text{ cm}$$

Además, se calcula el Gradiente medio de velocidad en el pasaje del caudal por cada orificio producido por el paso del agua a través de los orificios. Para ello, recordamos que la velocidad de paso entre orificios $U_o = 0,10m/seg$.

6.8) Filtración Lenta con arena

Para el presente proyecto se verificará la funcionalidad de los filtros lentos presentes en la Planta. Para ello consideramos los valores recomendados por el CEPIS para el uso de filtros lentos de arena:

$$\text{Turbiedad} \leq 10 \text{ UT}$$

$$CF/100ml \leq 200$$

$$\text{Densidad de algas} \leq 250 \text{ UPA/ml}$$

Los mismos observamos que se corresponden con los datos del presente proyecto. Luego, el mismo instituto establece los siguientes valores de filtración o carga hidráulica para filtros lentos de arena:

$$U_f = 0,10 \text{ a } 0,20 \text{ m/h} = 2,4 \text{ a } 4,8 \text{ m}^3/d.m^2$$

Actualmente se encuentran funcionando dos filtros lentos descendentes por gravedad con un falso fondo de ladrillos trabajando en paralelo. El mismo tiene un sobredenante variable sobre un manto filtrante de arena silíceo. Además, se considera el caudal de entrada y la superficie constantes.

Las dimensiones del mismo se representan en la Imagen 23:

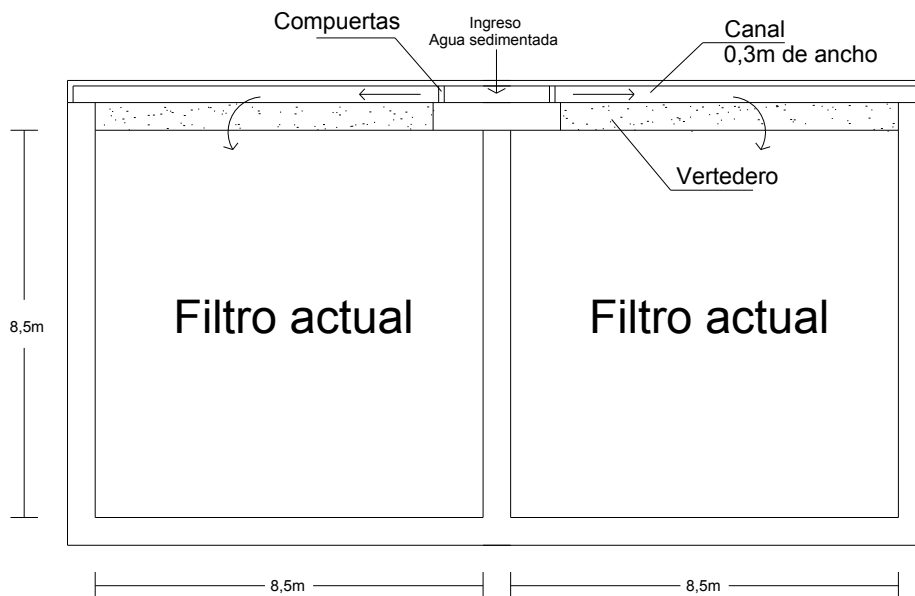


Imagen 23: Esquema Filtros actuales

→ Para proseguir con el cálculo adoptamos como velocidad de filtración $U_f = 0,20 \text{ m/h}$ y una carga hidráulica $q = 4,8 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$.

Para justificar porque se elige el mayor valor también puede hacerse el cálculo según Azevedo Netto –Tratamiento de aguas de abastecimiento 1996-, el cual sigue la siguiente expresión:

$$U_f = \frac{20}{\sqrt{T}} \text{ (m}^3/\text{d.m}^2\text{)}$$

T: Turbiedad media del agua cruda.

Realizando el cálculo,

$$U_f = 8,33 \text{ m}^3/\text{d.m}^2 = 0,35 \text{ m/h}$$

Por lo que se toma el valor más cercano según las especificaciones del CEPIS.

Sistema de ingreso

Actualmente se cuenta con un canal de 0,25m de ancho que conecta la salida del Desarenador con los filtros lentos en paralelo mediante un vertedero en uno de sus lados, como se muestra en la Imagen 24:



Imagen 24: Detalle entrada Filtros actuales

Se calcula a continuación la altura del tirante sobre el vertedero, considerando que el mismo tiene un ancho de 7,5mts en cada uno de los 2 filtros a verificar.

Tirante sobre el Vertedero de Salida

$$h_v = \left(\frac{Q/2}{1,84 \cdot b} \right)^{2/3} = \left(\frac{(0,007/2)}{1,84 \cdot 7,5} \right)^{2/3} = 0,004\text{m}$$

$$h_v = 4 \text{ mm}$$

Dimensionado

Para continuar con el cálculo se establece que la planta trabajará las 24hs del día y la limpieza de los filtros se realizará de forma manual por raspado de la capa superior.

Se calcula la superficie filtrante requerida para cada filtro -en este caso 2 como mínimo por recomendación de Azevedo Netto para poblaciones menores de 2.000 habitantes-, en base a la carga hidráulica ($q = 4,8 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$) y en base al caudal de diseño ($Q = 601 \text{ m}^3/\text{d}$).

$$A_r = \frac{Q}{q}$$

q : Carga hidráulica sobre lecho filtrante ($\text{m}^3/\text{m}^2\text{d}$)

La superficie filtrante requerida para los filtros será de,

$$A_r = 125,2 \text{ m}^2$$

A la fecha existen dos filtros lentos de arena, donde cada caja de filtro es prismática con dimensiones de 8,5m por 8,5m, lo cual implica que dichos filtros cubrirán la demanda futura. Sin embargo, se recomienda la presencia de otro filtro para que el sistema

funcione adecuadamente en épocas de precipitaciones constantes cuando se dificulte su limpieza, es decir, se tendrá que contar con 3 filtros, donde éste último tendrá las mismas dimensiones y características de los dos anteriores. Dichos filtros se encuentran graficados en el Plano N°14 de la Sección Planos. La pérdida de carga de los mismos se representa en la Sección 11 de Anexos.

Altura de cada caja de filtración

0,90m Altura de sobredenanante.

1,0m Manto de arena silíceo.

0,20m Manto de grava.

0,20m Falso fondo.

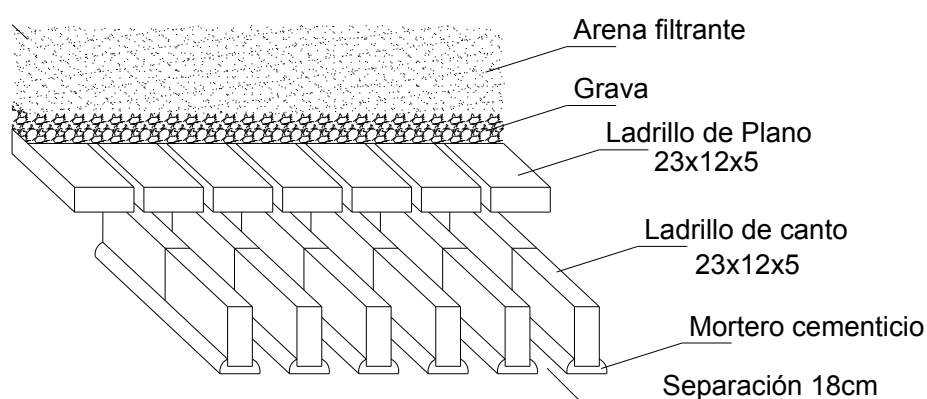
0,20m Revancha entre el pelo de agua y el borde libre.

→ La altura total de la caja de filtración será de 2,5mts.

Fondo

El fondo de los filtros –Imagen 25– es resuelto con un falso fondo de ladrillos, y presenta la siguiente disposición:

Imagen 25: Detalle falso fondo de ladrillos



Cabe destacar que los ladrillos de plano deben tener una junta abierta que permita el paso del agua, pero con una disposición que impida el paso del menor tamaño de la capa inferior de Grava, que en este caso será de 5mm. A continuación, el agua escurre hasta los canales formados por los ladrillos de canto, que luego, por la pendiente dada, conduce al líquido a una canaleta transversal a los canales anteriores –de ladrillos–

situada en la parte media del filtro, con unas dimensiones de 0,20m de ancho por 0,14 de alto. Dicha pendiente será de 5% en dirección a dicha canaleta. Para más claridad, se recomienda consultar el Plano N°15 en la Sección Planos.

Manto de Grava

Debe estar libre de arena, limo y materia orgánica. Para un fondo de ladrillos se recomiendan tres capas,

- 5cm de espesor - 0,5 a 4,0mm (Superior)
- 5cm de espesor – 2,0 a 15,0mm (Intermedia)
- 10cm de espesor – 5,0 a 40,0mm (Inferior)

Manto de Arena Silícea

Para el presente proyecto no se tendrá en cuenta el empleo de una malla geotextil, determinándose el raspado como método de limpieza.

Tendrá un espesor de 1,0m, ideado con arena silícea libre de arcilla y materia orgánica y menos del 2% de carbonatos de calcio y magnesio. La capa final se considerará de 0,50m. El CU será de 2.

Se elige el tamaño efectivo de 0,30mm entre los valores recomendados por el ENOHSa -0,15 a 0,30mm- donde 0,10mm es recomendado para aguas claras con fuerte presencia de bacterias y 0,40mm para aguas turbias.

Se calcula a continuación los años de operación para el filtro,

$$t_o = \frac{(H_a - H_f)}{e \cdot f}$$

e: Espesor removido en cada raspado. Se considera de 1,5cm.

f: Frecuencia de raspados al año. Se consideran 15 al año.

$$t_o = 2,22$$

Por lo que el filtro tendrá dos años y tres meses de operación antes de realizar la renovación de la capa activa superior.

Sistema de salida

Actualmente se cuenta con un canal colector en la parte inferior del falso fondo de ladrillos, que colecta el agua filtrada. Luego, la misma es llevada a la cámara de control de filtración, para luego dirigirse a la cámara de contacto y almacenamiento como se

observa en los Planos correspondientes.

La misma debe ser diseñada para que no se produzca un flujo de agua inverso. Se colocará una cámara para cada Filtro, de dimensiones 1,20m por 1,50m, con 1,0m de altura. La misma estará detallada en los planos de la Unidad. Ésta contará con una cañería de desborde de PVC de Ø100, y con una tapa de inspección que permita el ingreso de un operario. La misma tendrá unas dimensiones de 0,6m por 0,6m.

6.9) Tanque de Contacto y Almacenamiento

Como criterio general se establece el volumen mínimo de almacenamiento para la regulación según el ENOHSa de un consumo para **6 horas** de Qm del año 30. El mismo busca dotar a la población de agua por cualquier eventualidad que ocurriese en la Planta y dejara sin un correcto funcionamiento a la misma. Además, esto permite una regulación entre el agua producida y consumida, regulando las presiones al mismo tiempo. Por razones de seguridad, se prevé que dichos tanques sólo estén llenos al 90% de su capacidad total, en base a ser conservadores como lo establecen normas españolas (que en realidad es del 80%), pero teniendo en cuenta una reducción por ser una localidad pequeña. Dicha medida se considera oportuna ya que no solo permite prever fallas en el sistema, si no que además brinda a la unidad de más capacidad en el caso de ser necesaria una ampliación en el futuro.

Las mismas estarán ubicadas en un extremo de la Planta Potabilizadora, como muestra el croquis de ubicación, proponiendo cisternas semienterradas. Se busca diseñar una cisterna con dos compartimientos, donde cada uno sea perfectamente funcional individualmente por cualquier eventualidad. Además, cada uno contará con pantallas de 8cm de espesor con una separación de 1,0m entre ellas como se ve en los Planos, que permitan una mezcla del desinfectante elegido en la misma unidad.

Sabemos que Tolombón se encuentra a 1627msnm, por lo cual, estableciendo una altura del tanque de 3,0mts, y estando la Planta a 1662msnm, la cota de fondo será de 1659msnm, a fin de garantizar las presiones mínimas en la red de distribución. Los Planos de las unidades diseñadas están graficados en el Plano N° 16 de la Sección Planos, y las pérdidas de cargas producidas en el conducto de agua filtrada a reserva se encuentra en la Sección 11, Anexos.

Diseño de Tanque

El mismo se llevará a cabo con losas de Hormigón Armado, con una pendiente mínima del fondo del 2% por norma y una pendiente del 5% en la losa superior. Ésta última permitirá que al agua precipitada no se acumule en la losa. Para facilitar la limpieza,

siempre se recomienda tener una buena pendiente en el fondo, por lo cual se trabajará con una pendiente del 5% en el fondo. Además, para el mismo fin, se contará con un canal colector de sedimentos, que tendrá unas dimensiones de 0,20m de ancho por 0,10m de alto.

En cuanto a su capacidad, el volumen total estará dado por la siguiente ecuación:

$$V_t = V_o + V_i + V_e$$

V_o : Volumen operacional (m^3)

V_i : Volumen para incendio (m^3)

V_e : Volumen para emergencias (m^3). Estará dado por el 10% del Volumen operacional.

→ Volumen Operacional y de Imprevistos:

Para el cálculo de la misma se considera que,

Caudal medio diario: 25,5 m^3/h

Caudal para cada uno de los dos compartimientos,

$$Q_1 \approx 13 \text{ } m^3/h$$

Considerando el tiempo de permanencia

$$\text{Volumen de cada Reserva} = Q.t$$

$$V_o = 13 \text{ } m^3/h \cdot 6\text{hrs}$$

$$V_o = 78 \text{ } m^3$$

Se adopta un volumen para cada cámara de 79,3 m^3 , con 0,50m de revancha por imprevistos.

→ Volumen para Incendios:

Debido a no ser una zona donde ocurran incendios de manera constante, no será tenido en cuenta el valor brindado por éste ítem, por lo cual, de existir un acontecimiento de estas características el volumen de agua necesario será el comprendido por el Volumen de Imprevistos del cálculo anterior.

Dimensiones de cada Cámara

Alto: 2,25 mts –Se considera además una revancha de 0,5m-.

Ancho: 4,10 mts

Largo: 8,60 mts

Se tiene en cuenta que ambas cámaras tendrán muros exteriores de 0,2m de espesor.

Indicador del nivel de agua

Se materializará mediante el empleo de un medidor de nivel tipo boya de PVC, que contará con un alambre guía fijo en las partes inferior y superior del tanque. El mismo contará con una Regleta, que deberá ser fácilmente leída por un operario.

Se colocarán en el presente proyecto dos en extremos opuestos por cámara.

Cañería de entrada y salida – Diseño

Las mismas estarán colocadas en extremos opuestos. Tanto para el diseño de la cañería de entrada como para la cañería de salida, se dispondrá de una cañería sumergida a media altura, como se observa en los Planos en la sección correspondiente.

By-Pass

Servirá para mantener el servicio durante limpiezas y/o mantenimientos, siendo del mismo diámetro que las cañerías de entrada y salida, es decir, de Ø100.

Detalle de Ventilación

Mínimo dos que permitirán el ingreso y egreso de aire, ubicadas a 5mts de distancia entre ellas. A continuación en la Imagen 26, se presenta el detalle de los mismos.

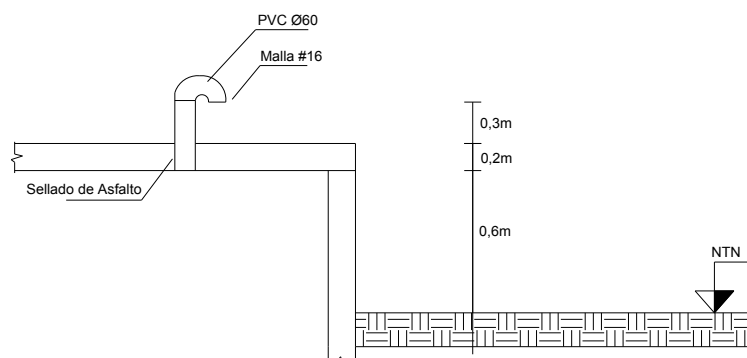


Imagen 26: Detalle ventilación de Cisterna

Tapa de Inspección

Una sola, la misma contará con una entrada para limpieza de 0,60m por 0,60m, con una tapa hermética de H°A° de 8cm de espesor, con un cierre de seguridad.

Impermeabilización

Debido a que el tanque estará construido en Hormigón Armado, éste deberá ser impermeable, realizando un recubrimiento interno con pinturas epoxi aptas para contacto con agua potable, o bien la colocación de membranas de PVC. Para el presente proyecto se recomienda la pintura epoxi.

6.10) Desinfección

La misma se recomienda por una desinfección por Agente Químico, a realizar con **Hipoclorito de Sodio** por la facilidad de manipulación y para evitar la construcción de otras obras requeridas en el caso del uso de otro método de desinfección.

Cálculo de Dosis diaria necesaria

Sabemos que la dosis diaria necesaria para el Hipoclorito de Sodio con un 10-15% de Cloro activo es de 2mg/l.

El caudal diario a tratar en la planta será de 601 m³/d, con lo cual,

$$Dd = 601 \text{ m}^3/\text{d} \cdot 0,002\text{mg}/\text{m}^3 \cdot \frac{1}{0,15}$$

$$Dd = 8,0 \text{ lt de solución}/\text{d} \approx 8 \text{ lt de solución}/\text{d}$$

Cabe destacar que los hipocloritos se dosifican siempre en solución. Se debe preparar una solución al 1% para 12hs de consumo, por lo cual, calculando el tanque de preparación de la solución tenemos que,

$$8 \text{ lts}/\text{día} \cdot \frac{12\text{h}}{24\text{h}/\text{d}} = 4 \text{ lts de solución}$$

El tanque debe seguir los lineamientos dados por el ENOHSa, por lo cual se contará con un tanque de 5 lts de fibra de vidrio para realizar la mezcla y un tanque de 10lts para almacenar el Hipoclorito necesario para 24hs de funcionamiento del mismo material, protegidas de la intemperie. Para tal fin se proyecta un Depósito, cuyas dimensiones están dadas en el Plano N° 18 de la sección correspondiente. Todas las cañerías y

conducciones necesarias se llevarán a cabo en PVC.

Para realizar la dosificación se tendrán en cuenta uno de los lineamientos del 2007 de la Organización Panamericana de la Salud, conocido como el tanque con válvula flotador. Éste funciona de acuerdo a la profundidad de inmersión del flotante siguiendo el principio de la carga hidráulica constante. El flotador debe ser de PVC, sin contar con elementos metálicos en el mismo para evitar su corrosión.

Luego, se prevén pantallas en la entrada de la cámara de contacto y Almacenamiento para que éste mismo funcione como mezclador hidráulico de flujo horizontal que permitan una correcta mezcla del agente químico, como se observa en el apartado anterior, además de cumplir con su función de almacenamiento.

6.11) Sistema de Desagües

Uno de los temas a tratar, luego del cálculo de cada uno de los elementos componentes de la Planta, es la realización de la limpieza de cada elemento, lo cual implicaría una limpieza hidráulica según se propuso en cada uno, a excepción de los filtros en los cuales se ha propuesto un raspado de la capa superior. Luego de realizada la limpieza, se debe prever además qué hacer con los sedimentos o lodos obtenidos de cada uno.

Los residuos están compuestos por *subproductos gaseosos, líquidos, semisólidos y sólidos generados como consecuencia del tratamiento del agua para producir agua potable*¹⁵. En este apartado solo se propone el tratamiento y a disposición de los subproductos semisólidos y sólidos.

Para ello tendremos en cuenta que dichos subproductos serán los provenientes de la cámara de carga, sedimentador preliminar, y cámara de contacto y almacenamiento. Además, también habrá residuos cuando se realice el raspado de Filtros, como así también la limpieza hidráulica y manual del Desarenador para la protección de la cañería y la Pileta de aquietamiento.

Hay tres destinos principales:

- Fuente de agua donde se originan.
- Planta de Líquidos Cloacales.
- Relleno Sanitario.

¹⁵ Criterios Básicos – Cap 7 - ENOHSa

En el presente proyecto se elige la disposición de dichos residuos, junto con el agua de su limpieza, de acuerdo a la primera premisa. Sin embargo, en lugar de disponer los mismos en la fuente de agua, se elige por la cercanía un canal de riego cercano a la Planta. La distribución de las cañerías y canales necesarios para esta etapa estarán especificadas en la Sección Planos.

Primeramente, debe verificarse que el agua para limpieza tenga la suficiente carga hidráulica como para realizar las mismas. La toma del agua para la limpieza de cada elemento será de la pileta de aquietamiento, antes del ingreso a la Planta mediante una cañería de PVC Ø100.

En el caso de la Cisterna, se tomará agua tratada de la otra cisterna para evitar posibles contaminaciones en su limpieza. Además, es recomendable limpiarlas con una manguera desde arriba conectada a una canilla de la red de la misma Planta. En el caso de tener que limpiar la Pileta de Aquietamiento, se obtendrá el agua necesaria del canal y el resto se desviará por el canal By-Pass, impidiendo el paso del agua a la Planta. En el caso de presentarse demasiados sedimentos en una unidad se procede a que un operario retire gran parte de los mismos con una pala, para así evitar atascamientos en la cañería. Luego, cuando se haya retirado suficiente material, se prosigue con la limpieza de forma hidráulica. Si hay presente musgo en la unidad deberá rasparse el mismo con un cepillo. Por otra parte, en el caso de los Filtros, para realizar el raspado de los mismos debe cerrarse el paso del agua al elemento, dejándolo fuera de funcionamiento, y esperar que la capa superior se seque y se desprenda sola para luego ser removida manualmente. En épocas de lluvias este proceso puede llevar un tiempo, ya que dicha capa no es capaz de secarse rápidamente. Éste último motivo es el que lleva a la premisa de construir los filtros necesarios más una unidad adicional de las mismas dimensiones que las anteriores.

6.12) Distribución

Si bien este tema no compete al alcance del presente trabajo, se estima necesario hacer una breve referencia del mismo.

En primer lugar no debe olvidarse que a la fecha existe una red existente, y debe ser utilizada si continúa funcional. De tener que recurrir al trazado de cañerías de distribución debe establecerse una conformación de la malla acorde a la topografía del lugar y la disposición de la población, que deberá tratarse en lo posible de una malla cerrada, contemplando futuras ampliaciones de la localidad. Deberán realizarse sectorización de ser necesario y no tener una presión menor a 12mca.

Se deberá verificar las cañerías existentes, como así también diseñar el trazado

necesario para las conexiones futuras. Para realizar lo antes mencionado es necesario resaltar el caudal de diseño con el que se deberá trabajar.

Caudal de Diseño para Distribución

Debe tener en cuenta el caso más desfavorable, por lo cual responderá al correspondiente del consumo máximo horario α , más el agua no contabilizada.

Tenemos en cuenta que,

$$\alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2$$

Con

α : Coeficiente máximo diario

α : Coeficiente máximo horario

Por lo tanto, el caudal de diseño estará dado por,

$$\text{Caudal de diseño} = \frac{\alpha \cdot \text{Consumo medio diario}}{\eta}$$

Con

η : Rendimiento de la Red, siempre menor a 1.

$$\eta = \frac{1 - \text{Agua no contabilizada}}{100}$$

A partir de ello, se seguirá con el cálculo con los lineamientos dados por el ENOHSa.

7. CONCLUSIONES

Uno de los desafíos más grandes del presente proyecto fue dejar de lado la mentalidad de Estudiante para comenzar a pensar como Ingeniero. El reto de enfrentarse constantemente a problemas reales y buscar un método de resolver los mismos empleando los conocimientos adquiridos hasta la fecha, sólo me ha dejado en claro que en esta profesión no puede hacerse otra cosa que buscar aprender algo nuevo cada día.

En líneas generales, se puede decir que el desafío de llevar a cabo un proyecto de forma profesional, con las consideraciones necesarias y plazos previstos, enfrentando inclusive problemas que surgieron a lo largo del mismo y debieron ser enfrentados y superados, se ha logrado con éxito.

De forma particular, se concluyó con que es necesaria una Ampliación de la Planta Potabilizadora de la Localidad de Tolombón para brindar un mejor servicio para el período de diseño estimado, como así también realizar una protección del agua cruda que ingresa a la Planta, que a la fecha presenta una contaminación importante.

En éste trabajo se llevo a cabo el Cálculo Hidráulico de dicha Planta, sin embargo, éste diseño puede ser optimizado de modo de que el balance de calidad-economía sea mas parejo con un posterior cálculo estructural del mismo. Sin embargo, hidráulicamente este proyecto es viable por los parámetros de seguridad que se consideraron en cada caso, por lo cual se estima que al final de su vida útil seguirá brindando un buen servicio acorde a lo previsto en el presente trabajo.

8. BIBLIOGRAFÍA

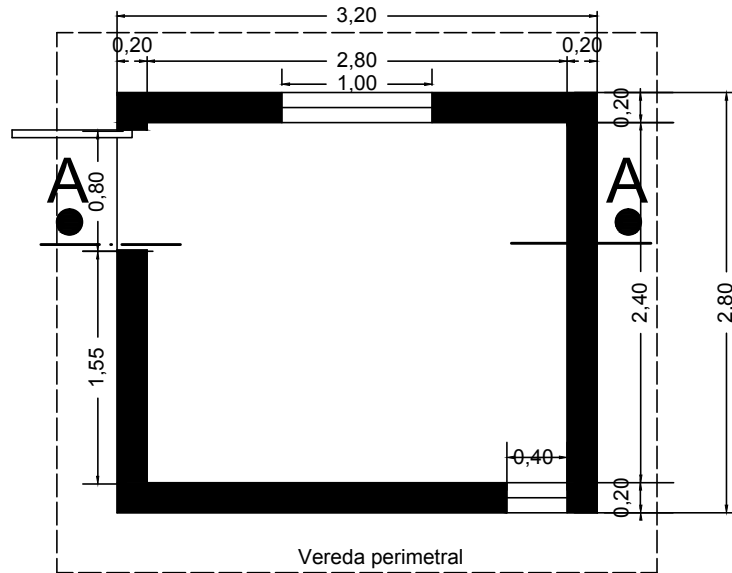
- CENTRO EDITOR DE AMÉRICA LATINA S.A. - *Atlas de la rep. Argentina* (1983)
- CHAFATINOS, Teodoro y KIRSCHBAUM, Pablo – “*Estudio de Suelos, Finca Tolombón, Depto Cafayate, Provincia de Salta*” (2006)
- FRANCO, Luis – *Apuntes de la Cátedra de Ingeniería Sanitaria* – Año 2013.
- SCHULZ, Christopher R. y OKUN, Daniel A. – “*Tratamiento de Aguas Superficiales para Países en Desarrollo*”. Edit. Noriega Limusa – 1º Edición (1990).
- ROMERO ROJAS, Jairo Alberto – “*Potabilización del Agua*” – Año 1997
- VALENCIA, Jorge Arboleda - “*Teoría y Práctica de la Purificación del Agua*”. Edit. Mc Graw Hill– 3º Edición (2000).
- ENOHSA – Normativa vigente a la fecha.
- CEPIS – “*Tratamiento de Agua para Consumo Humano*” (2004)
- OMS – “*Guías para la calidad del Agua Potable*” – 3º Edición (2004)
- MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS DE BOLIVIA “*Guía técnica de Diseño de Proyectos de agua Potable para Poblaciones menores a 10.000 habitantes*”- Julio 2005
- GOMEZ NAVARRO Y DEL CAMPO AGUILERA “*Saltos de Agua y Presas de Embalse*, Tomo Primero y Segundo” – 1964 Madrid.

PLANOS

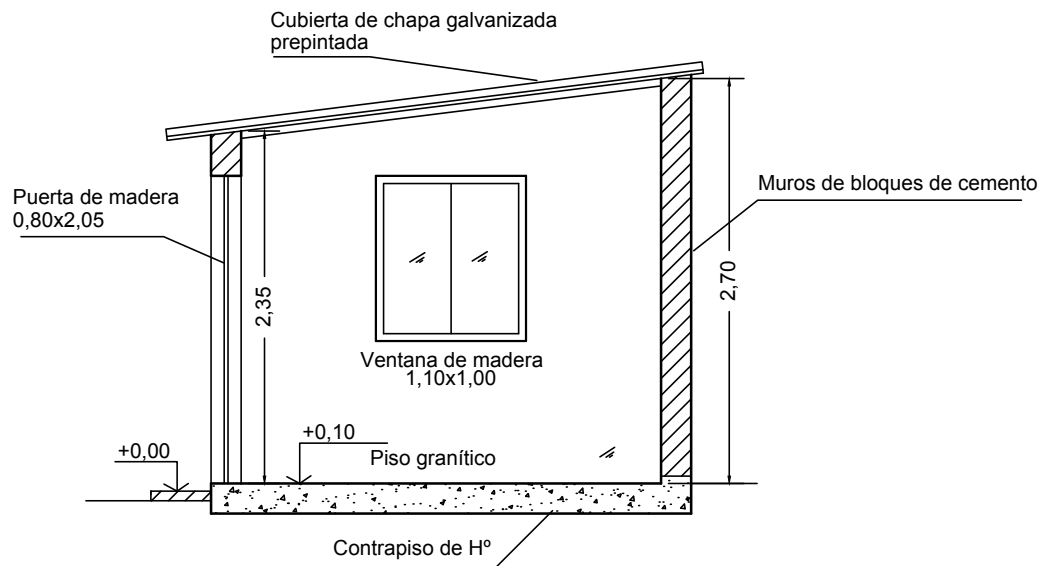
DEPÓSITO

ESCALA 1:500

Planta



Corte A-A



UCS - Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad
de Tolombón, Departamento Cafayate

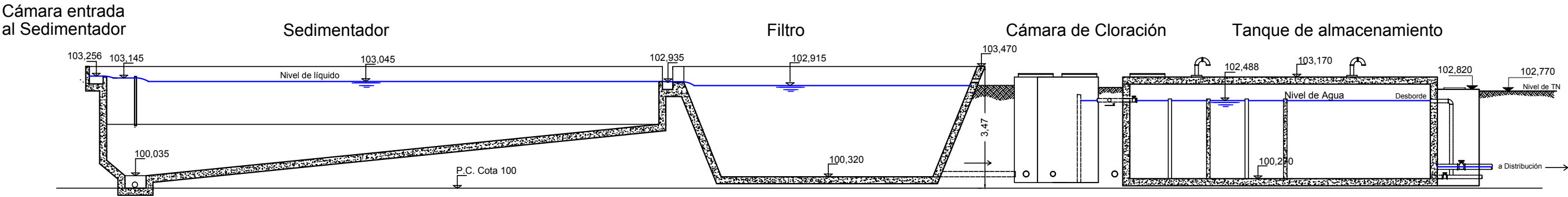
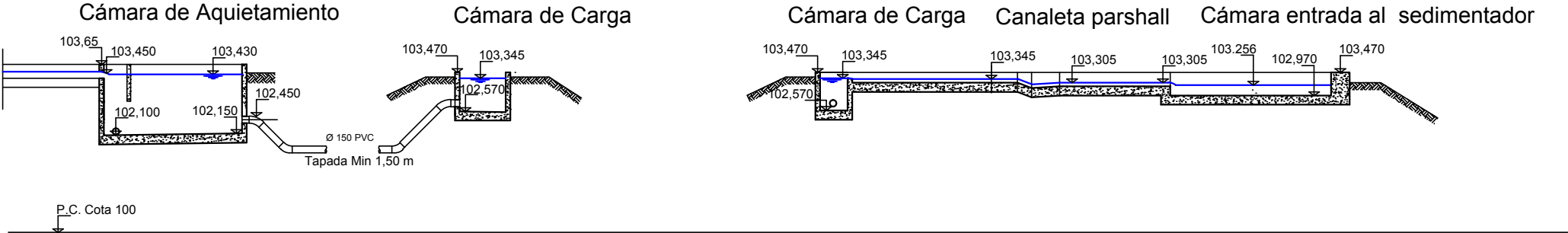
Laura Gabriela Caro

Trabajo
Final

Plano

Nº 18

PERFIL HIDRÁULICO

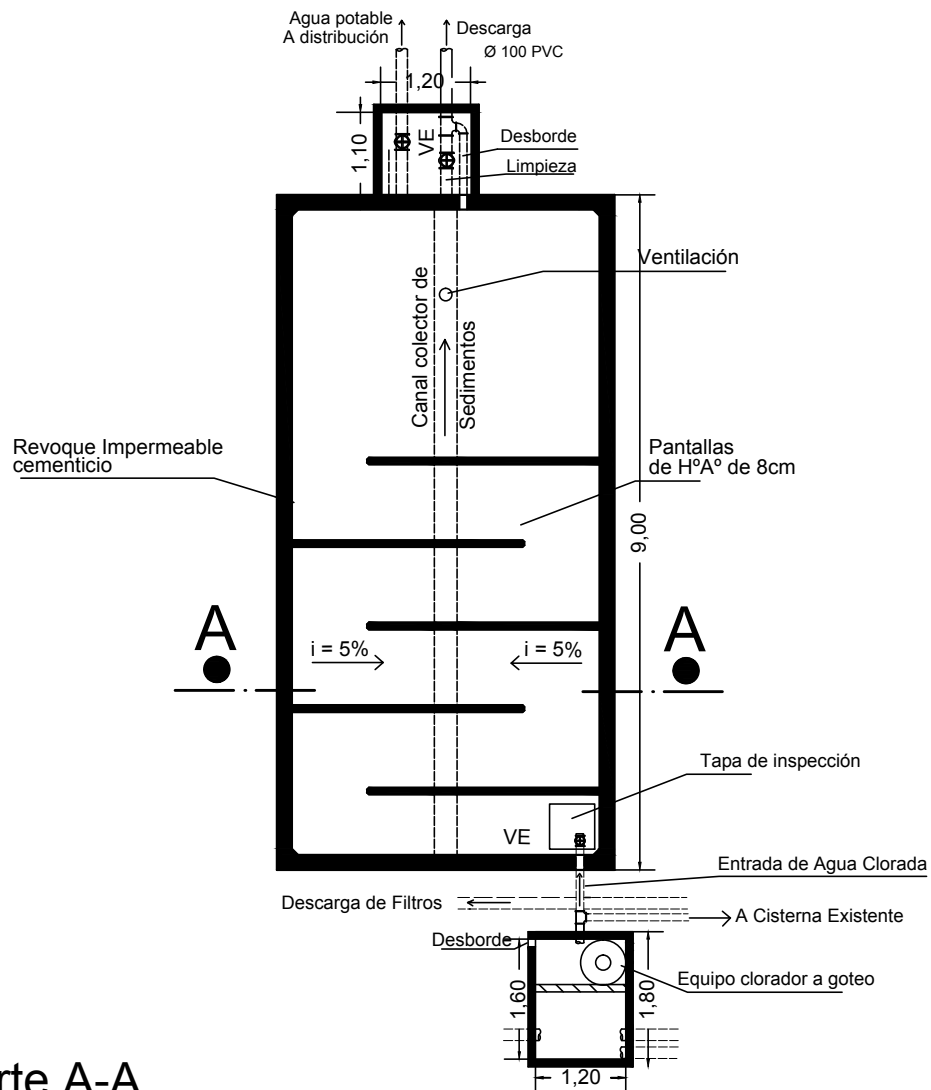


UCS - Facultad de Ingeniería	Trabajo Final
Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate	
Laura Gabriela Caro	
	Plano Nº 17

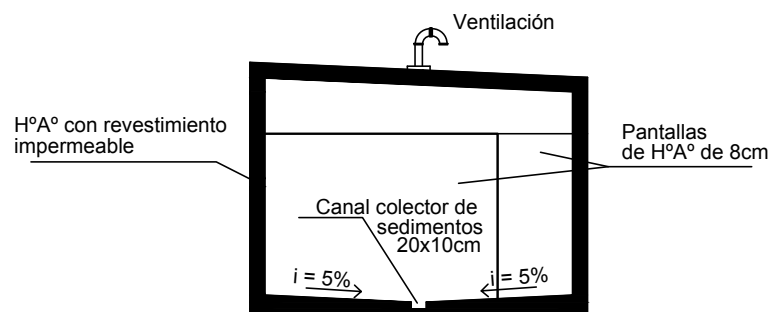
TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Escala 1:100

Planta



Corte A-A



UCS - Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad
de Tolombón, Departamento Cafayate

Laura Gabriela Caro

Trabajo
Final

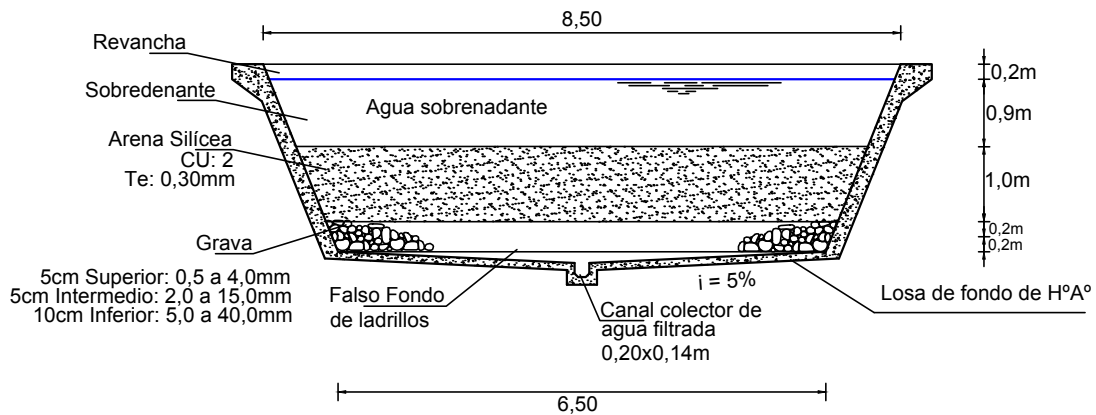
Plano

Nº 16

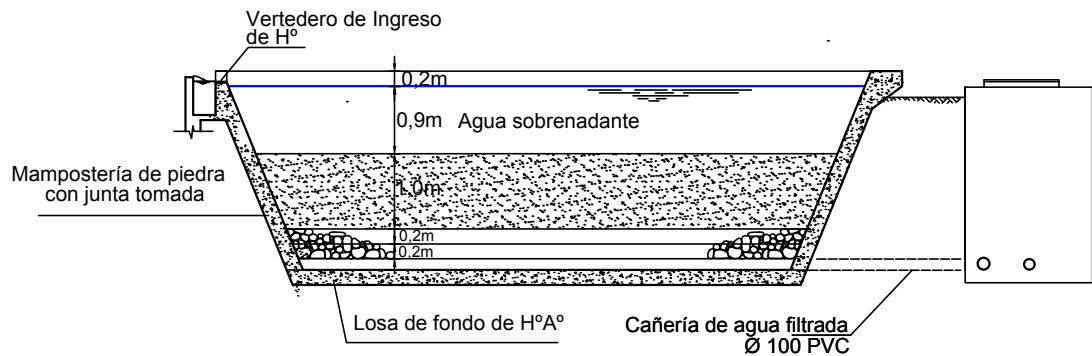
FILTROS LENTOS

Escala 1:100

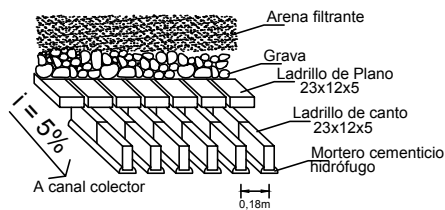
Corte A-A



Corte B-B



Detalle de Falso Fondo



UCS - Facultad de Ingeniería

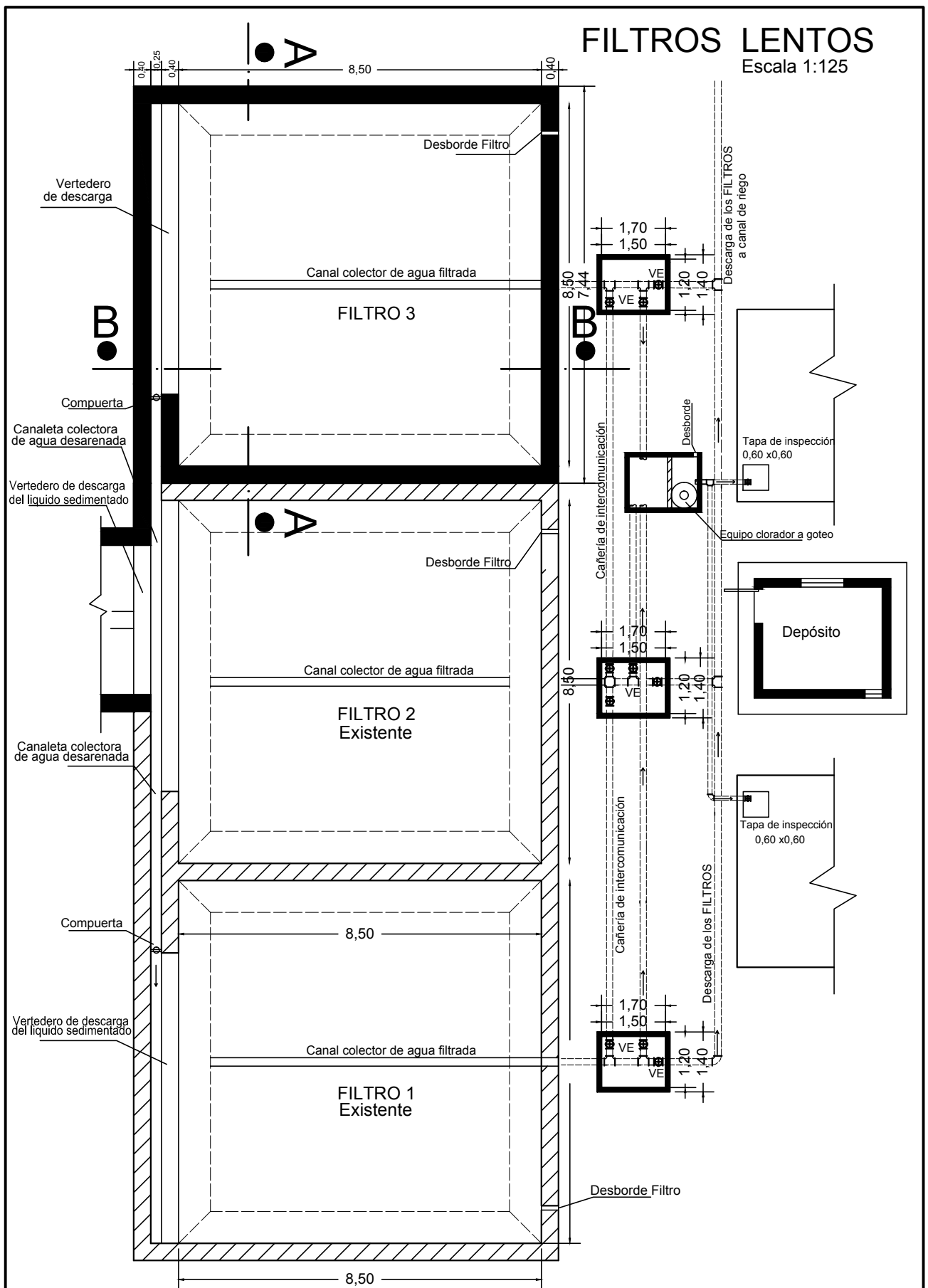
Planta Potabilizadora para la Localidad
de Tolombón, Departamento Cafayate

Laura Gabriela Caro

Trabajo
Final

Plano

N° 15

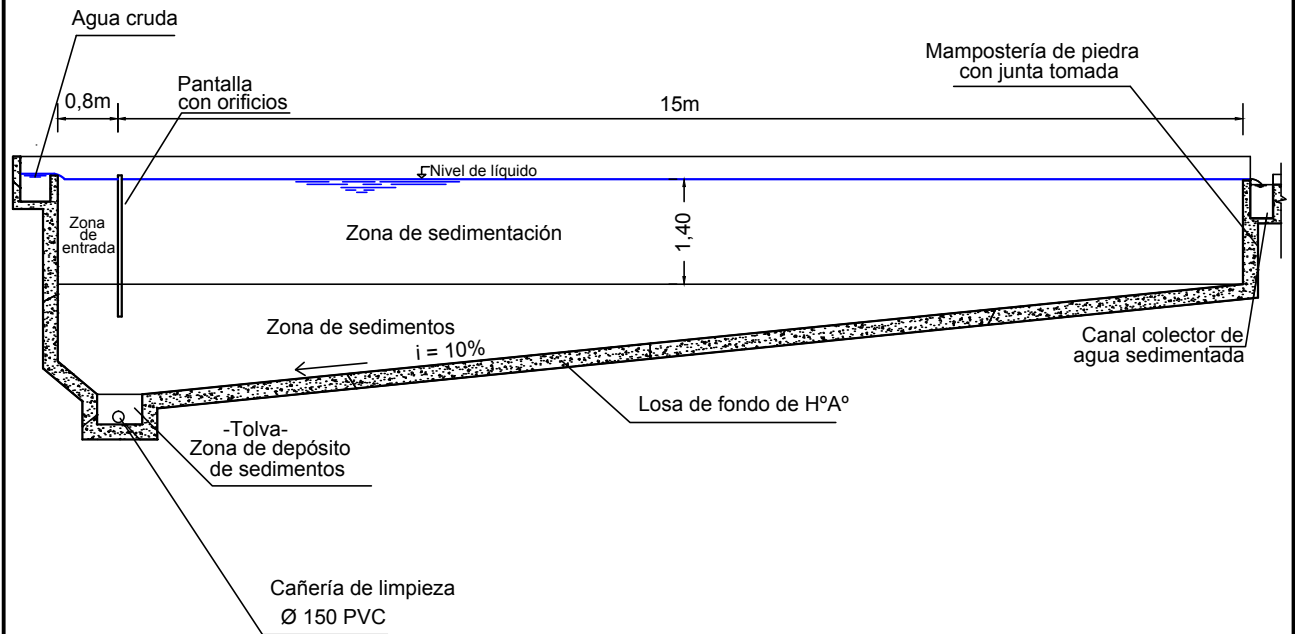


UCS - Facultad de Ingeniería	Trabajo Final
Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate	
Laura Gabriela Caro	Plano Nº 14

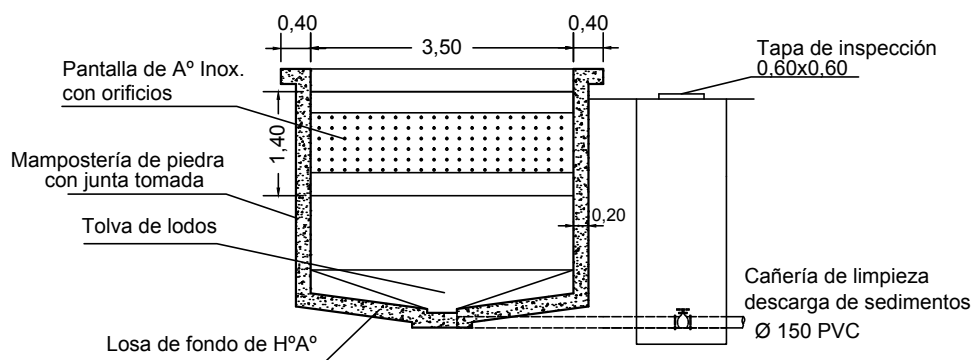
SEDIMENTADOR PRELIMINAR

Escala 1:100

Corte A-A



Corte B-B



UCS - Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad
de Tolombón, Departamento Cafayate

Laura Gabriela Caro

Trabajo
Final

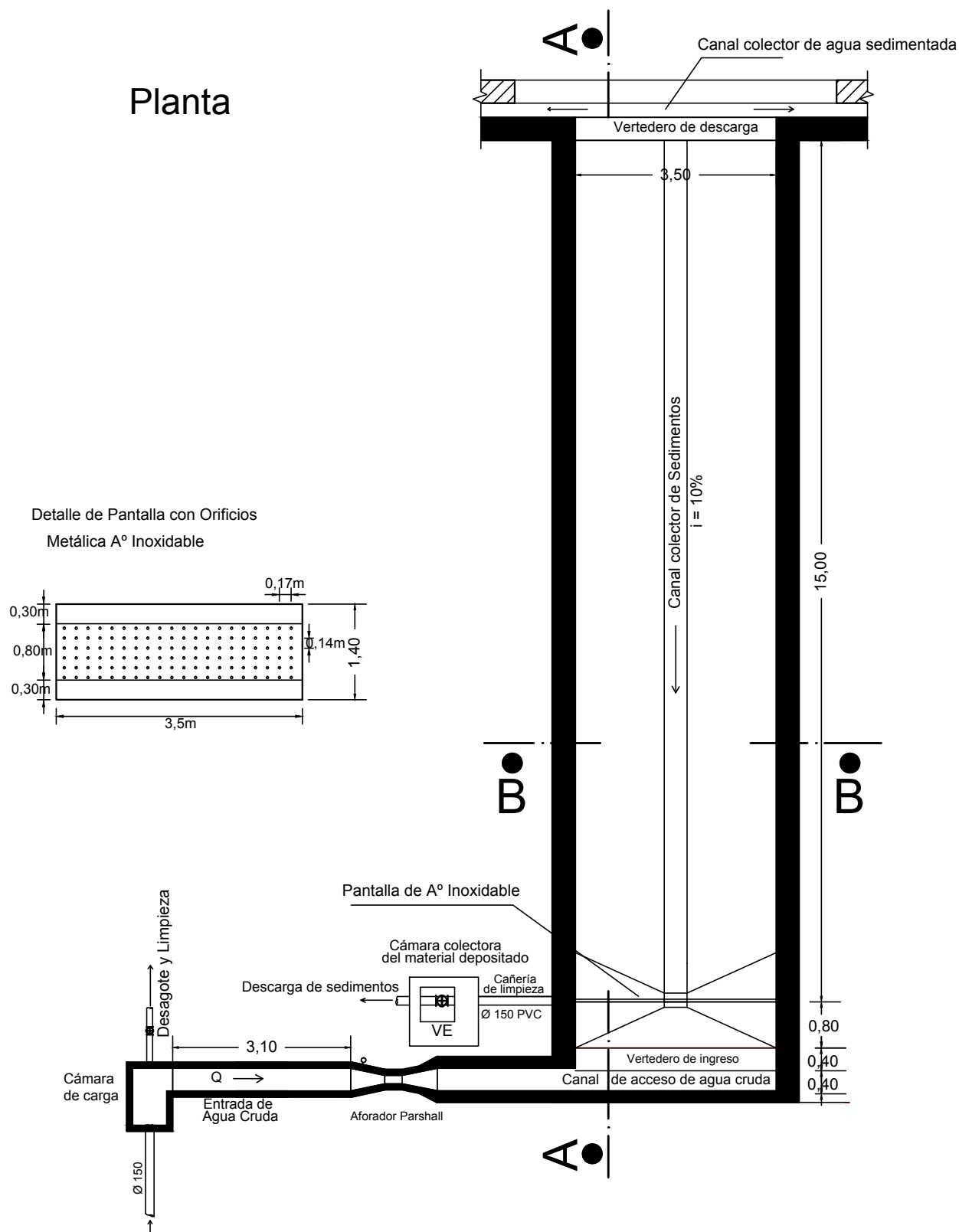
Plano

N° 13

SEDIMENTADOR PRELIMINAR

Escala 1:100

Planta



UCS - Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad
de Tolombón, Departamento Cafayate

Laura Gabriela Caro

Trabajo
Final

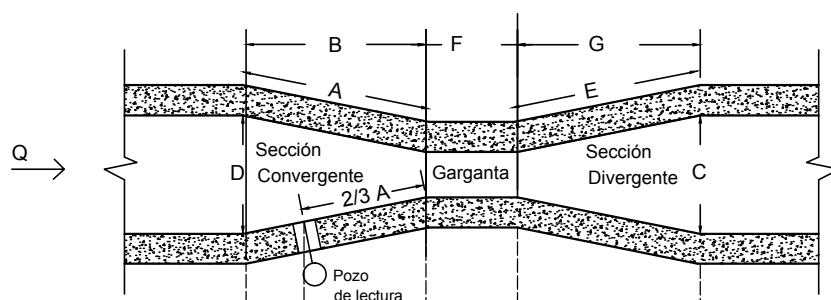
Plano

N° 12

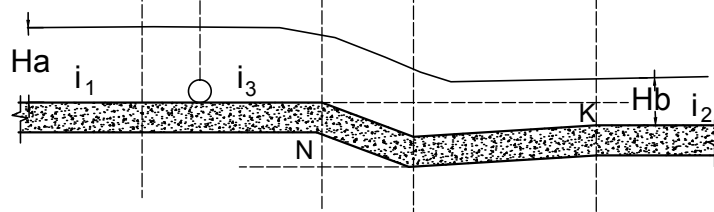
CANALETA PARSHALL

S/ESCALA

Planta



Perfil



DIMENSIONES EN Cm

W	A	B	C	D	E	F	G	N	K	i_1	i_2	i_3
15,24	62,30	61,00	39,40	40,30	45,70	30,50	61,00	11,40	7,60	4‰	4‰	0‰

$$Q = 0,381 Ha^{1,58}$$

$$Ha = (Q/0,3812)^{0,6328}$$

Ha (m)	Q (m3/seg)	Q (l/seg)
0,02	0,0008	0,8
0,04	0,0023	2,3
0,05	0,0035	3,5
0,06	0,0045	4,5
0,07	0,0057	5,7
0,08	0,0070	7,0
0,09	0,0085	8,5
0,10	0,0100	10,0
0,12	0,0134	13,4

UCS - Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad
de Tolombón, Departamento Cafayate

Laura Gabriela Caro

Trabajo
Final

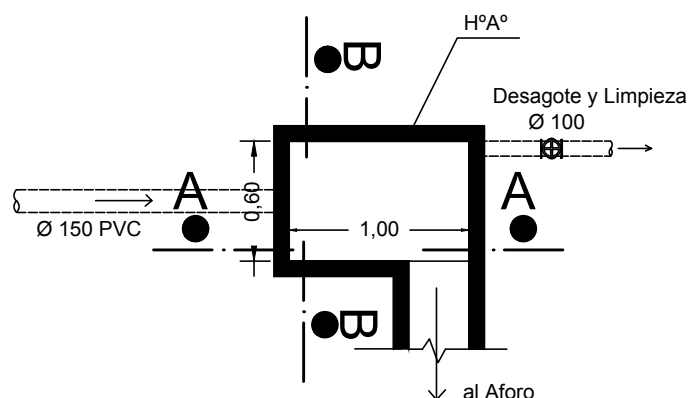
Plano

Nº 11

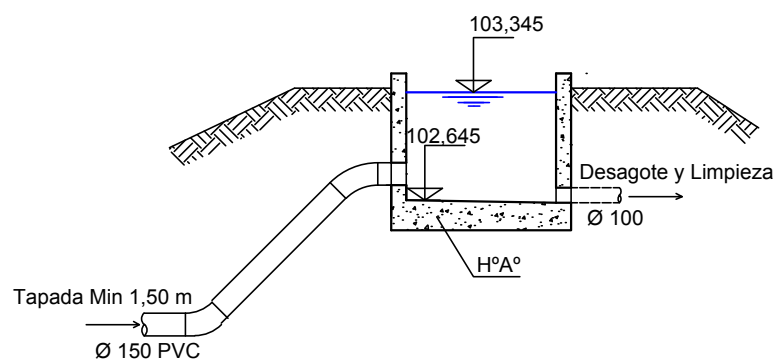
CÁMARA DE CARGA

Escala 1:500

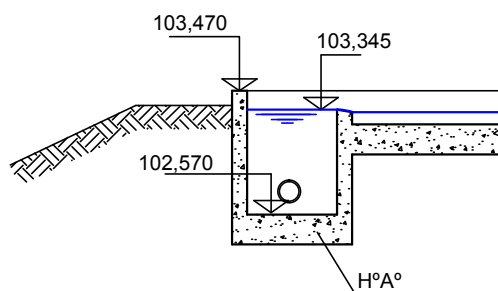
Planta



Corte A-A



Corte B-B

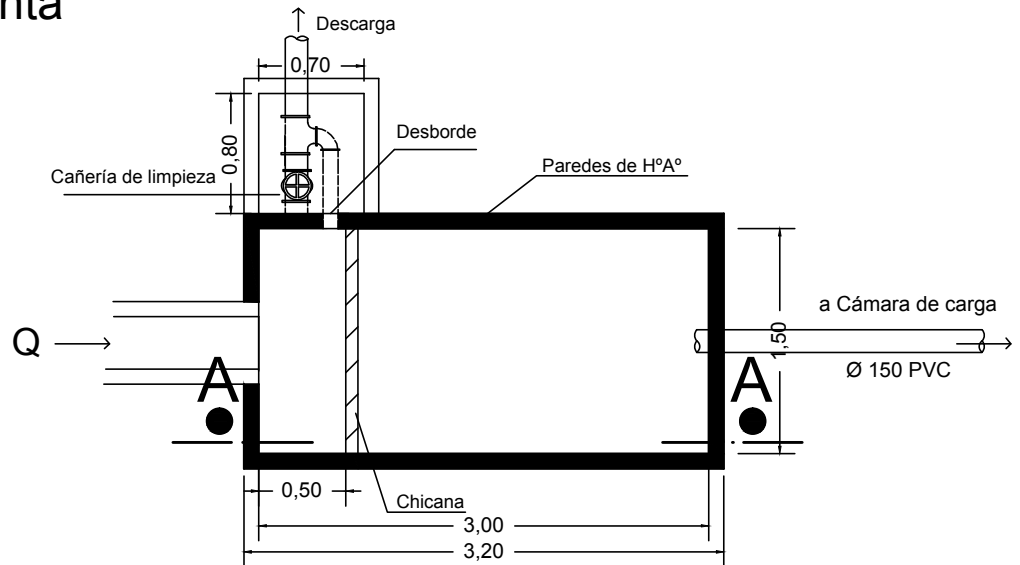


UCS - Facultad de Ingeniería	Trabajo Final
Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate	
Laura Gabriela Caro	
	Plano Nº 10

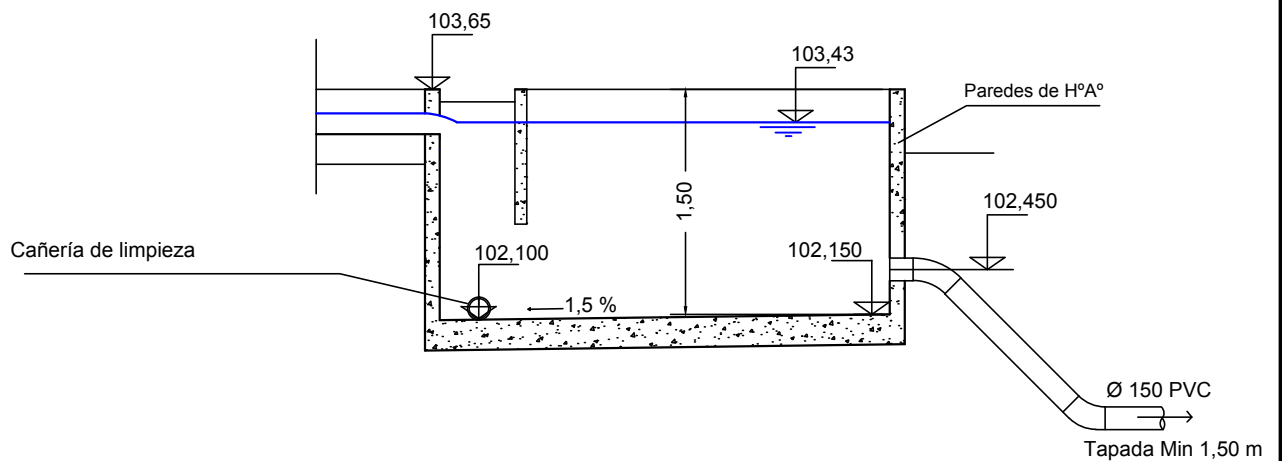
CÁMARA DE AQUIETAMIENTO

Escala 1:500

Planta



Corte A-A



UCS - Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad
de Tolombón, Departamento Cafayate

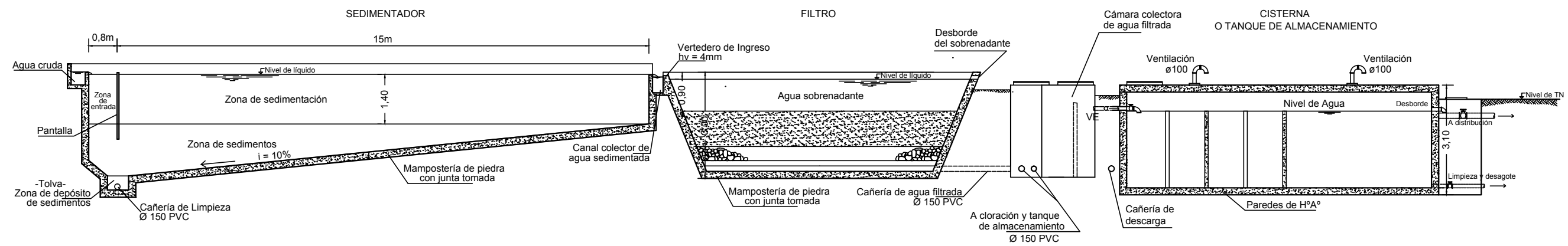
Laura Gabriela Caro

Trabajo
Final

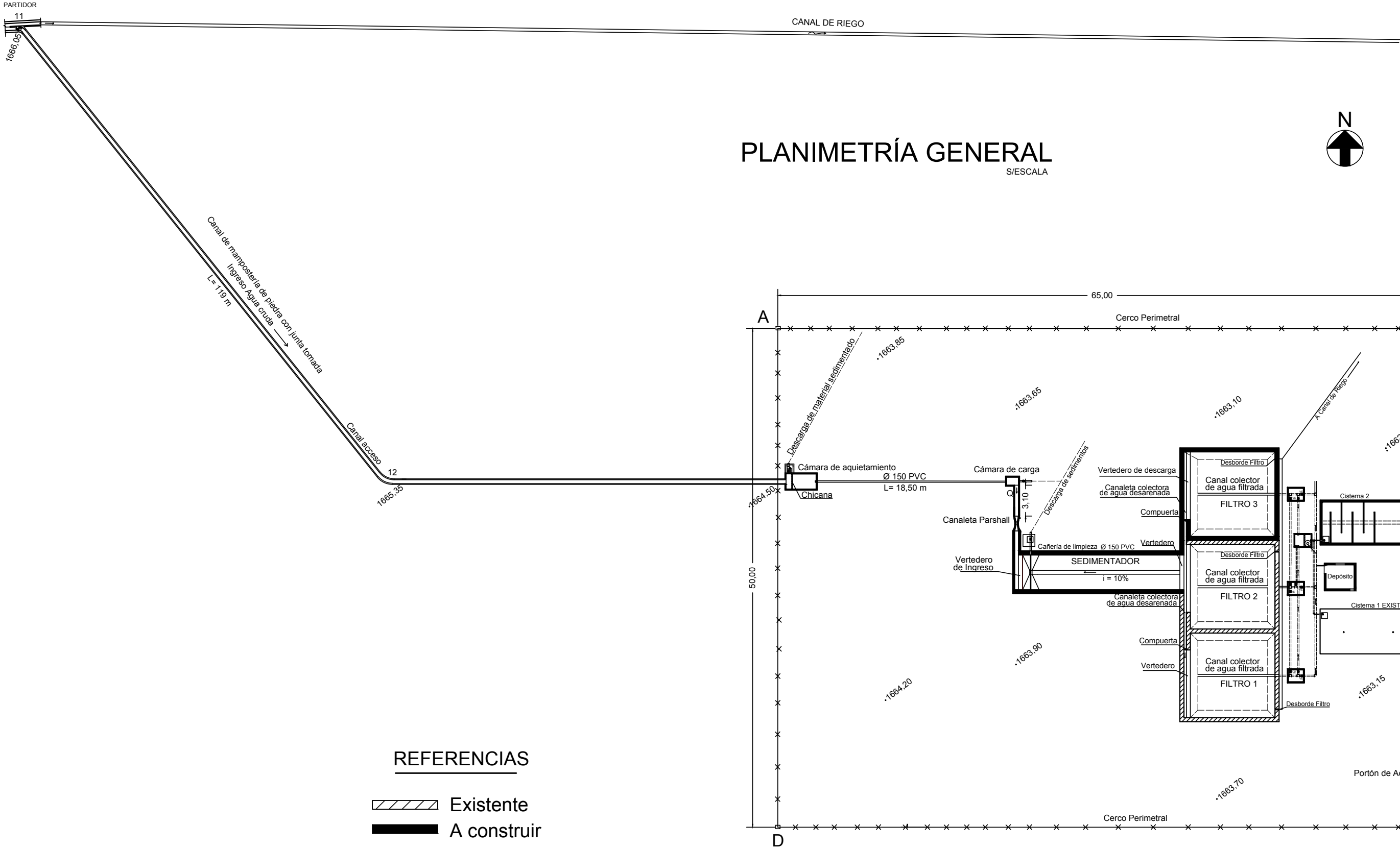
Plano

Nº 9

Corte A-A



UCS - Facultad de Ingeniería	Trabajo Final
Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate	
Laura Gabriela Caro	
	Plano Nº 8



UCS - Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad
de Tolombón, Departamento Cafayate

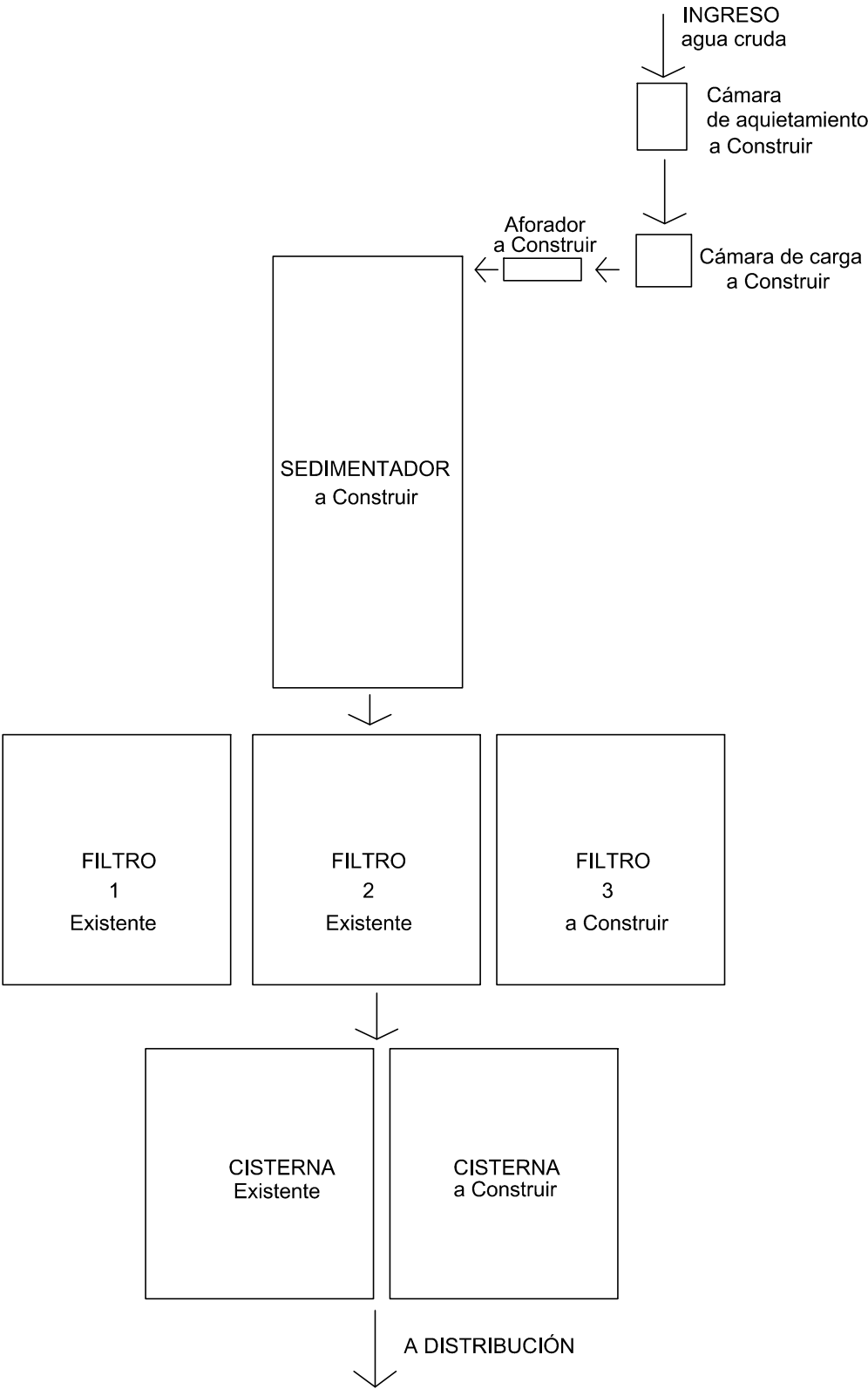
Laura Gabriela Caro

Trabajo
Final

Plano
Nº 6

ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO

S/ESCALA

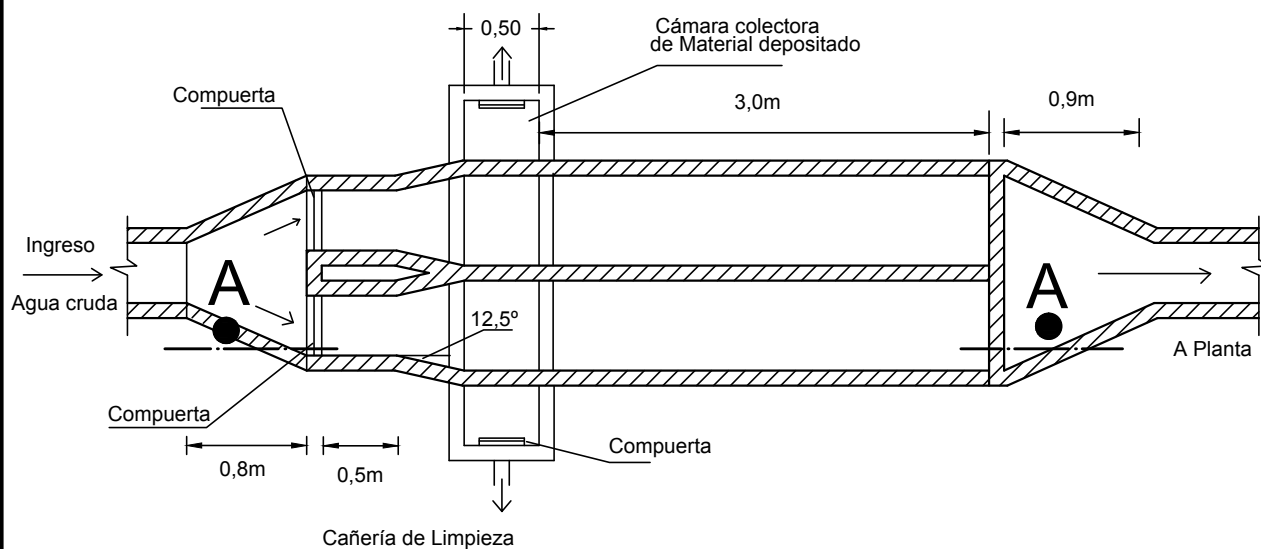


UCS - Facultad de Ingeniería	Trabajo Final
Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate	
Laura Gabriela Caro	
	Plano N° 5

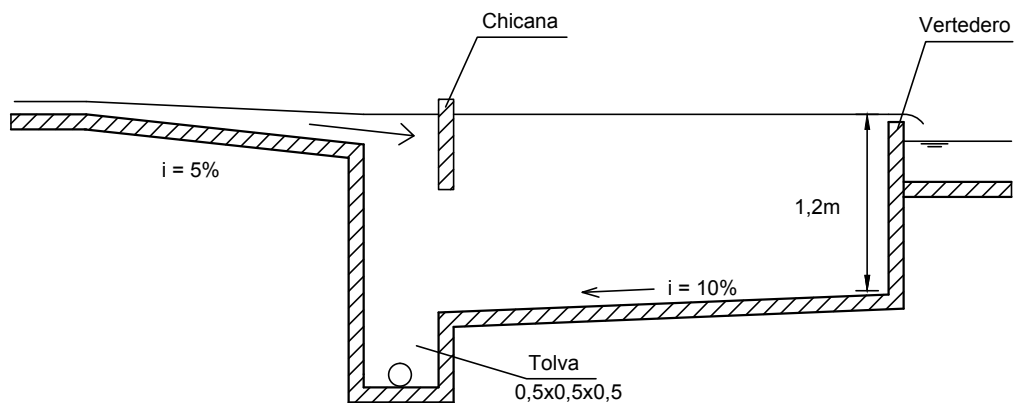
DESARENADOR

Escala 1:200

Planta



Corte A-A



UCS - Facultad de Ingeniería

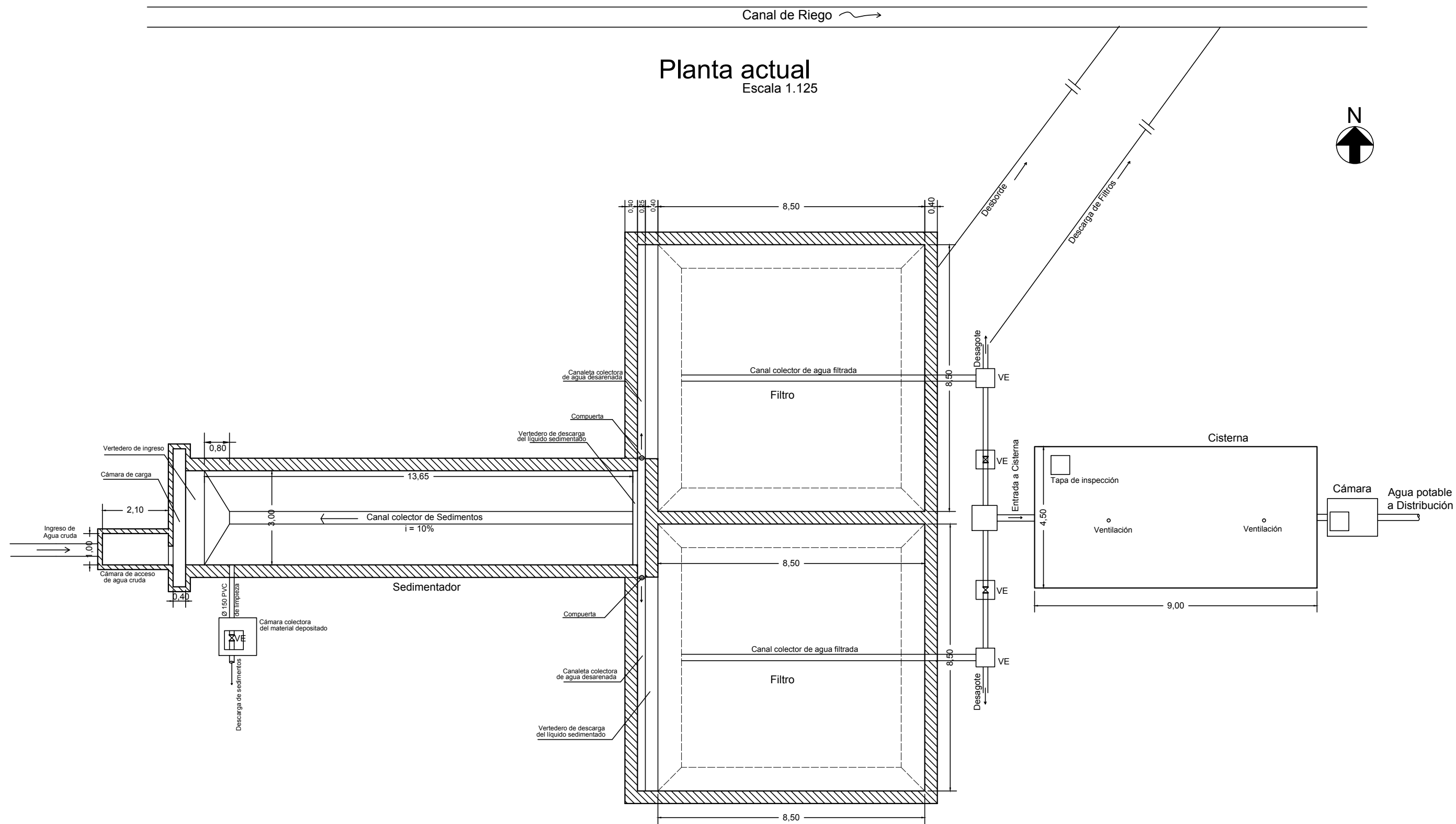
Planta Potabilizadora para la Localidad
de Tolombón, Departamento Cafayate

Laura Gabriela Caro

Trabajo
Final

Plano

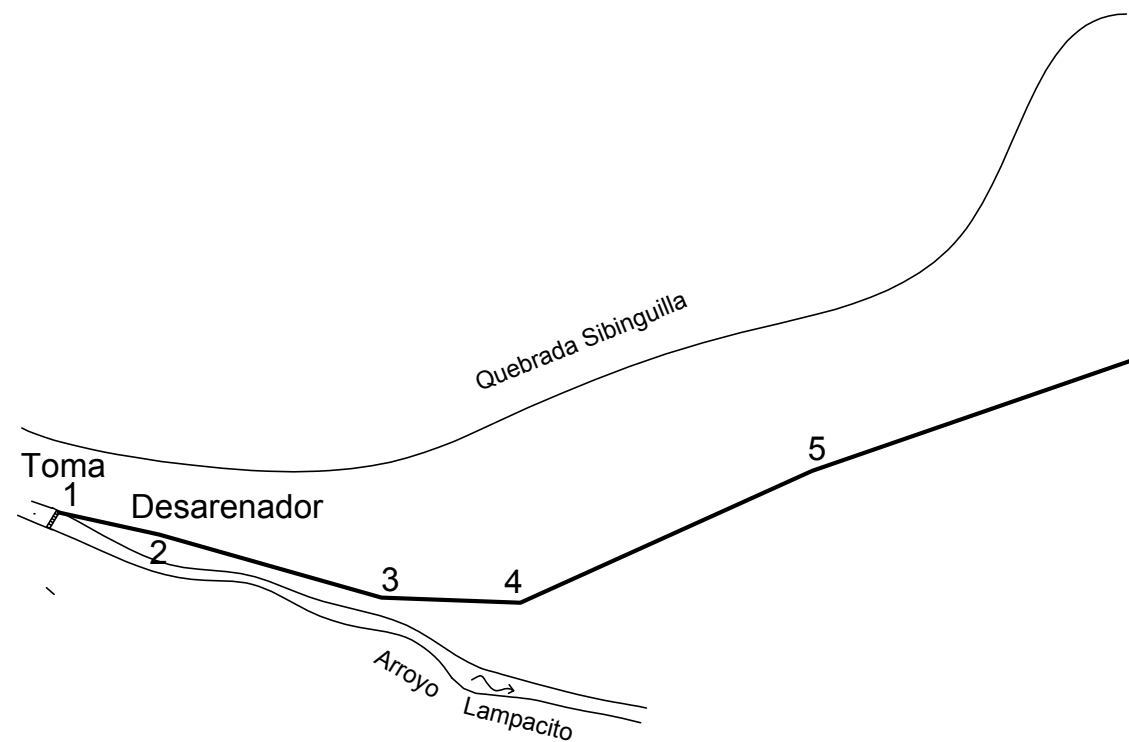
Nº 4



UCS - Facultad de Ingeniería	Trabajo Final
Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate	
Laura Gabriela Caro	
	Plano Nº 3

Punto	Coordenadas		Cota	Longitud (m)
	X	Y		
1	3500579,31	7102004,58	2030,05	1-2: 176,87
2	3500752,04	7101966,57	2013,17	2-3: 396,80
3	3501133,86	7101858,53	1990,10	3-4: 239,07
4	3501372,77	7101849,54	1970,45	4-5: 549,93
5	3501873,93	7102075,99	1932,89	5-6: 934,60
6	3502757,16	7102381,57	1866,50	6-7: 560,33
7	3503259,88	7102629,04	1825,27	7-8: 641,89
8	3503841,85	7102899,83	1781,03	8-9: 833,48
9	3504420,26	7103499,94	1720,84	9-10: 580,77
10	3504754,46	7103974,92	1680,72	10-11: 200,22
11	3504949,87	7104018,53	1666,05	11-12: 58,50
12	3504986,42	7103972,85	1665,35	12-13: 61,27
13	3505047,69	7103972,85	1664,90	

LONGITUD CANAL EXISTENTE DESDE TOMA (PUNTO 1) AL PUNTO 11 : 5113,98 m



TRAZA DE LA CONDUCCIÓN EXISTENTE

S/ESCALA



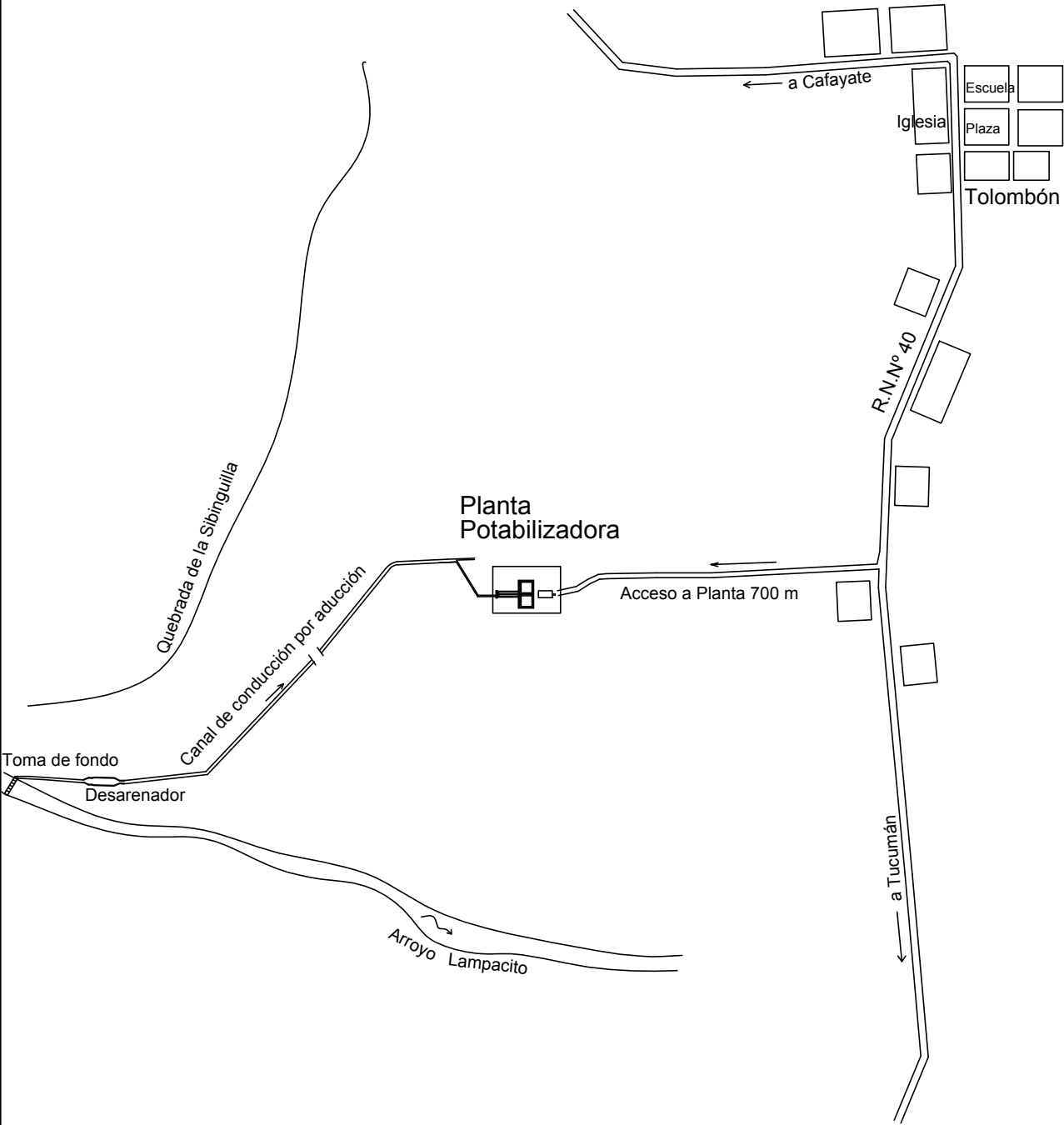
10 11 12 13

Planta

UCS - Facultad de Ingeniería	Trabajo Final
Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate	
Laura Gabriela Caro	Plano N° 2

CROQUIS DE UBICACIÓN ACTUAL

S/ESCALA



UCS - Facultad de Ingeniería	Trabajo Final Plano Nº 1
Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate	
Laura Gabriela Caro	

ANEXOS

A- CONCEPTOS PREVIOS

Agua Cruda: Conceptualmente es el agua que procede directamente de la fuente elegida, y que va a ser tratada en la Planta Potabilizadora.

Agua Tratada: Es el agua que recibió un tratamiento adecuado para que sus parámetros se ajusten a lo establecido según normas o recomendaciones de organismos pertinentes, siendo un ejemplo de éstos OMS, CEPIS, entre otros.

Límites Tolerables: Refiere a los límites estipulados por las organizaciones pertinentes que buscan salvaguardar al usuario de concentraciones de los parámetros representativos que afecten su salud o desarrollo.

Período de Diseño: Será el período esperado en que la planta se encuentre totalmente funcional, por la cobertura y capacidad proyectada. Establecido en base a la vida útil de la instalación colocada.

ENOHSa: Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento.

OMS: Organización Mundial de la Salud.

CEPIS: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente.

UNT: Unidad Nefelométrica de Turbiedad

UC: Unidad de Color

NMP: Número más probable

B- POBLACIÓN ACTUAL Y ESTIMADA

A continuación se presenta el desarrollo de los Métodos de Proyección utilizados para el Cálculo de la Población en el año 2047 para la Localidad de Tolombón:

1) Proyección Demográfica por ajuste lineal de la tendencia histórica.

$$\begin{aligned}\Sigma y &= 664 \\ \Sigma x &= 6002 \\ \Sigma xy &= 1331224 \\ \Sigma x^2 &= 12008182 \\ m &= 3\end{aligned}$$

a	b	indep
3	6002	664
6002	12008182	1331224

MATRIZ	22155.32	-11.07	a = -30578.60
INVERSA	-11.07	0.01	b = 15.39

POBLACIÓN AÑO 2047 = 935 habitantes

2) Proyección Demográfica por Tasa Geométrica Decreciente

Cálculo de las tasas medias anuales de variación de la Población entre los dos períodos considerados.

$$\begin{aligned}i_1 &= \sqrt[10]{\frac{255}{59}} - 1 = 0,1576 \\ i_2 &= \sqrt[9]{\frac{350}{255}} - 1 = 0,0358\end{aligned}$$

Como $i_2 < i_1$ consideramos como $i = 0,0358$

Cálculo de la Población al año n.

$$P_n = 350 (1+0,0358)^{37}$$

Pn = 1287 habitantes

3) Método Aritmético

Cálculo de los tiempos

$$t_2 - t_1 = 2001 - 1991 = 10 \text{ años}$$

$$t_f - t_i = 2047 - 2001 = 46 \text{ años}$$

Cálculo de las poblaciones

$$p_2 - p_1 = 255 - 59 = 196$$

Determinación de K

$$K = \frac{196}{10} = 19,6$$

Cálculo de la Población Futura

$$P_f = 255 + 19,6 \cdot 46$$

$$P_f = \mathbf{1157 \text{ habitantes}}$$

C- ENSAYOS FÍSICOS-QUÍMICOS

A continuación se presentan los resultados obtenidos, con las salvedades mencionadas tanto en la introducción en Consideraciones como en el apartado 5.1 del desarrollo del trabajo.

 GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE SALTA Ministerio de Ambiente y Producción Sustentable. Secretaría de Recursos Hídricos. Programa Laboratorio Ambiental		INFORME DE ANALISIS DE AGUA Solicitud de Análisis N° 55370	
		ES COPIA	
Interesado:	D.G.S.H -Prog. Monit. de Cont. Hídricos		
Dirección:	Av. Bolivia N° 4650		
Datos de la Muestra		Tipo de Muestra: Agua Superficial	
Fuente de Provision:	Arroyo	Lugar: Tolombón - Arroyo El Lampacito	
Localidad:	Tolombón - Cafayate		
Punto de Muestreo:	Directo arroyo		
Muestreador:	Solicitante	Fecha de Muestreo: 23/02/2016 Cloro Residual: ---	
Análisis Físico - Químico			
1.- Características Químicas			
Parámetro	Expresado como	Límite max. Tolerable	Resultado
Sólidos Totales 105°C	-	-	-
Sólidos Disueltos 108°C	mg/L	-	108
Alcalinidad Total	mgCaCO ₃ /L	-	81
Dureza Total	mgCaCO ₃ /L	-	63
Calcio	mgCa/L	-	18
Magnesio	mgMg/L	-	4,1
Cloruros	mgCl/L	-	3,9
Sulfatos	mgSO ₄ /L	-	4
Hierro Total	mgFe/L	-	0,28
Fosfatos	mgPO ₄ /L	-	-
Fósforo Total	mgP/L	-	-
Manganeso	mgMn/L	-	< 0,05
Amoníaco	mgNH ₄ /L	-	< 0,05
Nitritos	mgNO ₂ /L	-	< 0,03
Nitratos	mgNO ₃ /L	-	< 1
Fluoruros	mgF/L	-	-
Boro	mgB/L	-	-
Arsénico	mgAs/L	-	-
Sodio	mgNa/L	-	5
Potasio	mgK/L	-	2,1
Aluminio	mgAl/L	-	-
Silice	mgSiO ₂ /L	-	-
2.- Características Físicas			
Parámetro	Expresado como	Límite max. Tolerable	Resultado
Color	u.c	-	10
pH a 25 °C	-	-	6,2
Turbiedad	U.N.T	-	5,76
Conductividad	us/cm	-	172
Observaciones Análisis Físico - Químico			
Corresponde únicamente a la Muestra Remitida			
Análisis Bacteriológico			
Parámetro	Expresado como	Límite max. Tolerable	Resultado
Bacterias Mesófilas	UFC/ml	-	-
Coliformes Totales	NMP/100ml	-	4,3 X 10 ⁴
Coliformes Fecales 44°C	-	-	240
Enterococos	-	-	-
Escherichia Coli	-	-	-
Pseudomonas aeruginosa	-	-	Presencia
Observaciones Análisis Bacteriológico			
Corresponde únicamente a la Muestra Remitida			
Resultado Análisis Físico - Químico		Resultado Análisis Bacteriológico	
-----		-----	
Conclusión Final: ----- Metodología Analíticas: Métodos Normalizados para Análisis de Agua Potable y Residuales - APHA - AWWA - WPCF - 17º E.D. - Año 1.992 -Díaz de Santos.			

Fecha de ingreso al Laboratorio: 23/02/2016

Fecha de Salida del Laboratorio: 09/03/2016

Fecha: ____/____/____

Firma: **ES COPIA**

UCS – Facultad de Ingeniería

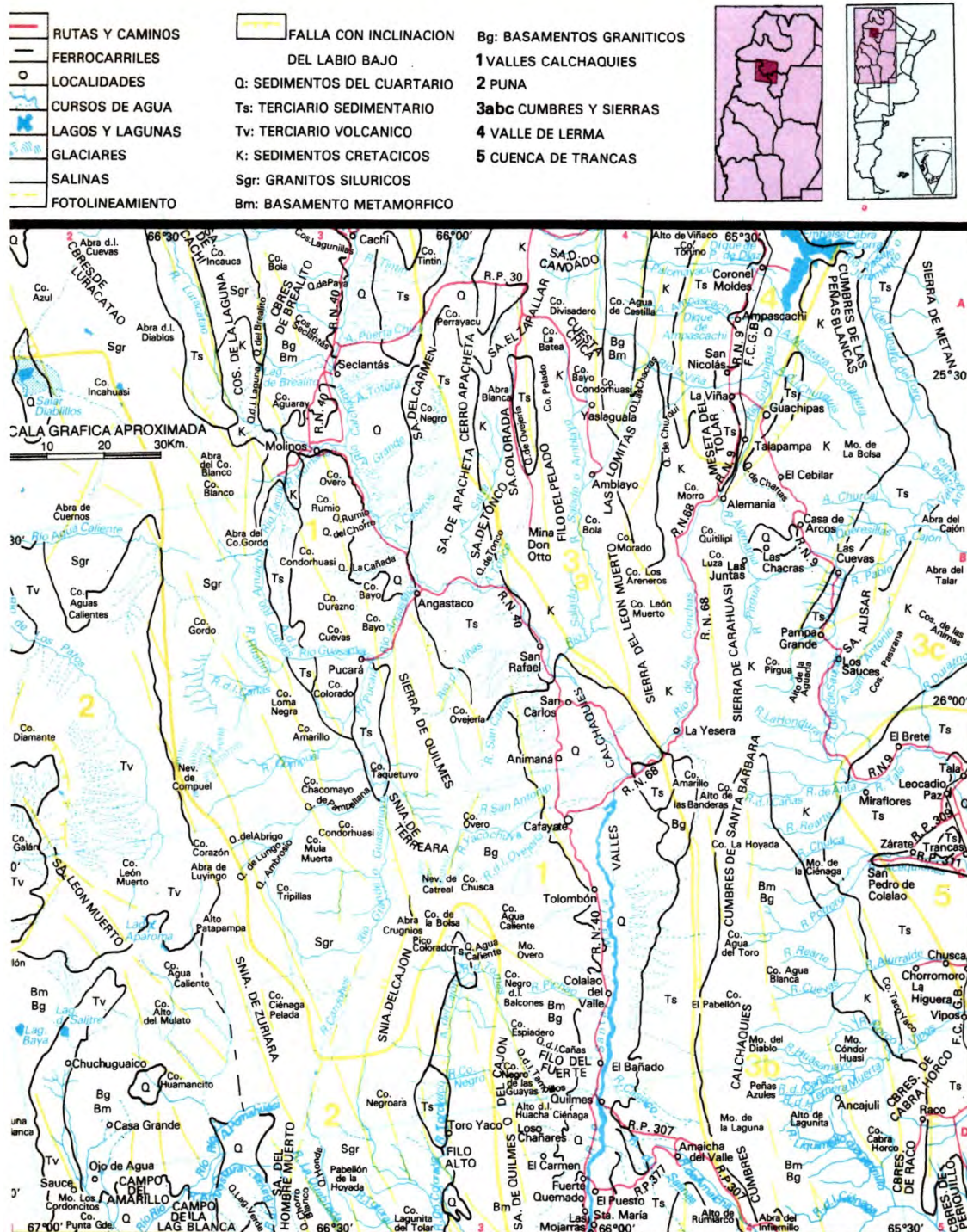
Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

10. Anexos

 GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE SALTA Ministerio de Ambiente y Producción Sustentable. Secretaría de Recursos Hídricos. Programa Laboratorio Ambiental		INFORME DE ANALISIS DE AGUA Solicitud de Análisis Nº 56279	
Interesado:	Laura Gabriela Caro		
Dirección:	Los Eucaliptos Nº 589 - Tel.: 155364631		
Datos de la Muestra	Tipo de Muestra: Agua de Bebida		
Fuente de Provisión:	Superficial - Arroyo	Lugar: Finca - Arroyo Lampacito	
Localidad:	Tolombón - Cafayate		
Punto de Muestreo:	Directo Arroyo		
Muestreador:	Solicitante	Fecha de Muestreo: 11/08/2016 Cloro Residual: ---	
Análisis Bacteriológico			
Parámetro	Expresado como	Límite max. Tolerable	Resultado
Bacterias Mesófilas	UFC/ml	-	N/S
Coliformes Totales	NMP/100ml	-	430
Coliformes Fecales	-	-	36
Escherichia Coli	-	-	S/M
Pseudomonas aeruginosa	-	-	Presencia
Observaciones Análisis Bacteriológico  MIRTA VIVIANA BERENELLI BIOQUÍMICA - M.P. 478 Jefe de Programa Laboratorio Ambiental SECRETARÍA DE RECURSOS HÍDRICOS GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE SALTA			
Corresponde únicamente a la Muestra Remitida			
S/M: Sin Medios de Cultivo.- N/S: No Solicitado.-			
Resultado Análisis Bacteriológico -----			
Metodología Analíticas: Métodos Normalizados para Análisis de Agua Potable y Residuales - APHA - AWWA - WPCF - 17º E.D. - Año 1.992 -Díaz de Santos.			
Fecha de ingreso al Laboratorio:	11/08/2016		
Fecha de Salida del Laboratorio:	24/08/2016		
Fecha:	24/08/2016	Firma:	
MIRTA VIVIANA BERENELLI BIOQUÍMICA - M.P. 478 Jefe de Programa Laboratorio Ambiental SECRETARÍA DE RECURSOS HÍDRICOS GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE SALTA			

D- ELECCIÓN DE LA FUENTE DE AGUA

A continuación se presenta el único plano obtenido de la fuente de agua que alimenta actualmente a la Planta Potabilizadora de la Localidad de Tolombón. La misma fue extraída de Atlas de la Rep. Argentina.



Se debe analizar, por recomendación del ENOHSa que ésta posea en estiaje el triple de la dotación necesaria para el final del período de diseño del proyecto o bien, tratándose de una posterior conducción por gravedad sin necesidad de bombeos, solamente del doble del caudal para el final del período de diseño.

En adición a lo anterior, no se encontró información fehaciente de aforos o registros anteriores del arroyo en cuestión, tanto en Recursos Hídricos como en la Municipalidad de Cafayate. Ante lo anterior, y hablando con el Ing. Ramos de Aguas del Norte en Cafayate, el mismo aseguró que en los últimos 10 años la Planta no presentó una reducción considerable en los niveles del agua cruda en cada elemento durante dicho período de tiempo.

Como se debe tener en cuenta de que no existan períodos más secos que afecten el buen funcionamiento de la Planta, se respeta la afirmación anterior y, ante falta de un estudio más extenso que implicaría el tema de otra tesis, se acepta la misma como correcta. Aquí cabe recordar que la bibliografía consultada sólo abarca el período entre los años 1977 y 1992 para la Localidad de San Carlos, sin establecer datos para Cafayate o la zona de estudio.

Se midió el caudal aguas arriba de la toma en un tramo recto, mediante un método aproximado por flotador. Acá se debe recordar que el uso de un correntómetro no es recomendable para corrientes que arrastren sedimentos que puedan dañar o modificar las mediciones del aparato.

A continuación se adjuntan dos perfiles transversales obtenidos en los dos puntos de medición, a 1,5mts entre sí. Así, el primer perfil –Imagen 27- posee una sección de $0,0871\text{m}^2$, mientras que la sección aguas abajo –Imagen 28- presenta una sección de $0,0911\text{m}^2$. Al realizar un promedio entre ambos perfiles, el mismo posee un área de $0,0891\text{ m}^2$, la cual se empleará para los cálculos posteriores.

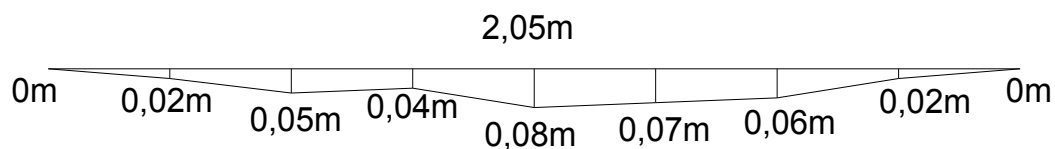


Imagen 27: Corte Aguas arriba Arroyo Lampacito

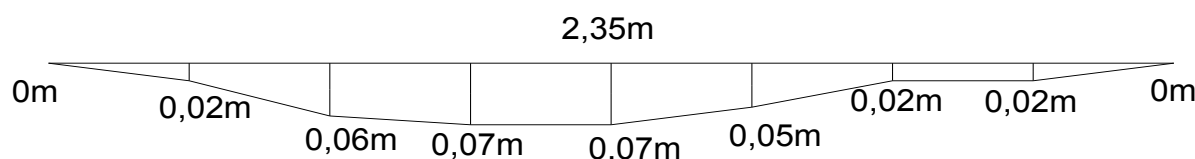


Imagen 28: Corte aguas abajo Arroyo Lampacito

Se tomaron 3 mediciones, para luego sacar promedio de las mismas. A continuación en la tabla 9 se presentan los valores encontrados:

Medición	t [seg]
1	1,82
2	1,77
3	1,7
Promedio	1,76

Tabla 9: Mediciones por método de Flotador

$$V = \frac{e}{t}$$

$$V = \frac{1,5m}{1,76 \text{ seg}} = 0,85 \text{ m/s}$$

$$Q = 0,65.0,0891m^2.0,85m/s$$

$$Q = 0,05 \text{ m}^3/s$$

Siendo el Caudal para el período de diseño $0,007 \text{ m}^3/s$, se establece que el caudal es más de lo establecido por la Norma, que requiere al menos el doble del valor anterior. Con ello se concluye que el Caudal es suficiente para la realización del presente proyecto.

E- VERIFICACIÓN DE LA TOMA

En esta sección se verificará sólo la Toma, y no el Azud, del cual no se han encontrado datos tanto en Recursos Hídricos como en la Municipalidad de Cafayate. Primeramente, se debe considerar que toda obra de toma de esta envergadura debe poseer los siguientes elementos¹:

- Una reja de captación transversal a la dirección de la corriente.
- Canal de captación.
- Canal de conducción.
- Compuerta que permita regular caudales.
- Cámara desarenadora.

¹ ENOHSa – Fundamentación Capítulo IV: Estudios de fuentes y captaciones superficiales.



Imagen 29: Toma (Reja, canal de captación y canal de conducción)



Imagen 30: Compuerta de regulación de caudales (Toma)

Además, sabemos que el conjunto de las estructuras ocupan aproximadamente 10mts en el margen izquierdo de la zona de inundación, lo cual no corresponde a toda la sección natural de escurrimiento del arroyo Lampacito. En lo referente a la toma tirolesa, ésta tiene una longitud de 6,0mts y un ancho de 0,60mt de la rejilla inclinada. La diferencia de nivel aguas arriba y abajo es de 0,35mts, con ello, el ángulo con la horizontal de la misma es de $\alpha=20,5^\circ$. En cuanto a las rejas, éstas tienen 0,5'' (1,27cm) de espesor y una separación de 1'' (2,54cm) entre sí.

En el caso del canal de captación, el mismo tiene una dimensión aguas abajo de 0,5mts de alto por 0,7mts de ancho, el cual está construido con Hormigón Armado. El canal de conducción, por su parte, está construido también en HºAº, y posee las dimensiones de 0,70mts de ancho por 0,50mts de alto.

Para verificar la capacidad de la toma consideramos que la misma trabaja como un

vertedero sumergido. Con ello empleamos la fórmula para obtener el caudal que escurre a través de un orificio:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C \cdot \mu \cdot b \cdot L \cdot \sqrt{2gh}$$

donde,

C: Coeficiente que depende de la relación de espaciamiento entre barras y el ángulo α de la rejilla.

$$C = 0,6 \frac{a}{d} \cos^{0,5} \alpha$$

μ : Coeficiente de derrame de la rejilla² (0,8).

b: Ancho del vertedero (0,6mts).

L: Largo del vertedero (6mts).

g: Aceleración de la gravedad (9,8m/seg²).

h: Altura inicial del agua sobre la rejilla.

$$h = \frac{2}{3} \cdot k \cdot H_a$$

k: Factor de reducción (=1 para rejilla no inclinada).

Q: Caudal de diseño (0,007m³/seg).

H_a: Altura sobre la cresta del vertedero.

$$H_a = \left(\frac{Q}{1,84 \cdot L} \right)^{2/3}$$

Calculando entonces, tenemos que,

$$H_a = \left(\frac{0,007}{1,84 \cdot 6} \right)^{2/3}$$

$$H_a = 0,0074m = 7,4mm$$

$$h = \frac{2}{3} \cdot 1 \cdot 0,0074$$

$$h = 0,005m = 5mm$$

$$C = 0,6 \frac{2,54}{1,27} \cos^{0,5} 0$$

$$C = 1,2$$

$$Q = \frac{2}{3} \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 0,6 \cdot 6 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 0,005}$$

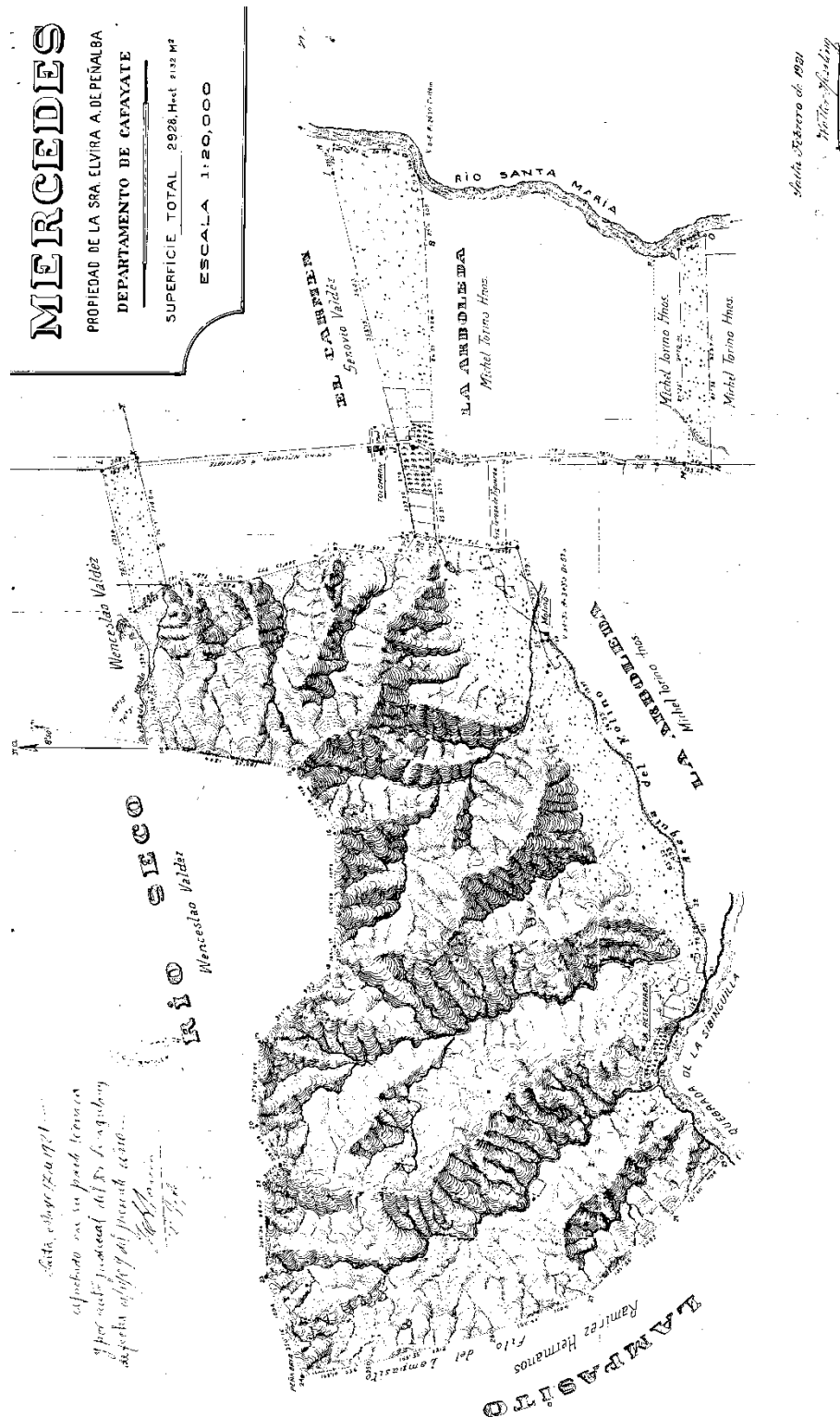
$$Q = 0,72 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Con lo cual se verifica que la reja limpia trabajando en toda su sección es capaz de tomar 100 veces más que el caudal del diseño, sin contar el caudal necesario para riego que a la fecha toma la misma.

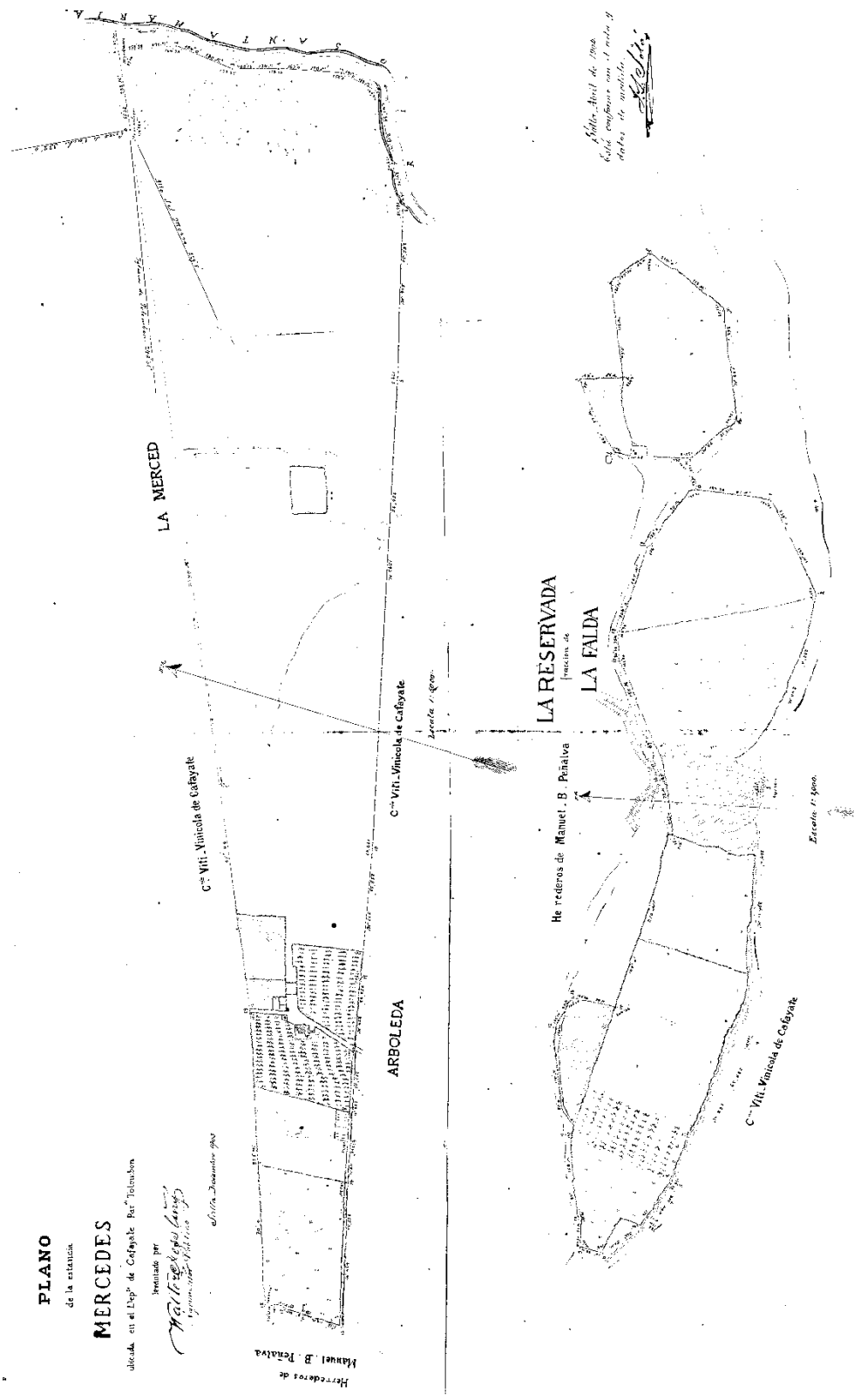
² De tabla según la forma de la reja.

F- ESTUDIOS DE TÍTULOS DEL EMPLAZAMIENTO DE LA PLANTA

Plano Finca “Mercedes”



- **Plano Finca “La Reservada”**



- Cédula Parcelaria Finca “Mercedes”

DIRECCION GENERAL DE INMUEBLES		CEDULA PARCELARIA		PROVINCIA DE SALTA	
DEPARTAMENTO 04 - CAFAYATE		MATRICULA 317			
DESCRIPCION DEL INMUEBLE		Plano N°	Sup. S/T	Sup. S/M	REFERENCIAS
FINCA MERCEDES					
Primera Fracción <u>Extensión:</u> De Norte a Sur 260m.- De Este a Oeste 1.950 m.- <u>Límites:</u> N.: Propiedad de Leonides Peñaiva.- S.: Propiedad de Jacinta A. de Peñaiva.- E.: Río Santa María.- O.: Falda del Cerro.- Un Potrero de Campo: <u>Extensión:</u> De Norte a Sur 1.950m.- De Este a Oeste 3900m.- <u>Límites:</u> N.: Propiedad de Desideria Peñaiva y Jaci S.: Propiedad de Leonides Peñaiva.- E.: Río Santa María.- O.: Terrenos del Porvenir de Manuel B. Peñaiva.- Un Potrero Monte: <u>Extensión:</u> De Norte a Sur 260m.- De Este a Oeste 2.600m.- <u>Límites:</u> N.: Propiedad de Leonides Peñaiva.- S.: Propiedad de Antonor Peñaiva.- E.: Río Santa María.- O.: Jacinta G. de Peñaiva.- Esencia <u>Límites:</u> N.: Propiedad de Leonides Peñaiva.- S.: Propiedad de Jacinta G. de Peñaiva.- E.: Río Santa María.- O.: Cumbres del Cerro.-					
		Antecedente Dominial			
		Libro	Folio	Anticipo	
		C	81	81	



Free Trial

Deben deducirse una Fracción denominada "Mercedes" y la "Reservada" con una sup. 219 has. 8.760 m², delimitada en la Mens. Judicial N° 11 y Catastrada con el N° 320.-

DIRECCION GENERAL DE INMUEBLES	CEDULA PARCELARIA	PROVINCIA DE SALTA
DEPARTAMENTO 04 - CAFAYATE	MATRICULA 317	
a) TITULARIDAD SOBRE EL DOMINIO	%	b) GRAVAMENES, RESTRIC. e INTERDICCIONES
ARIAS DE PEÑALBA, Maria Elvira/Cas c/ Juan B. Penalba.- COMPRA VENTA \$63.000.E.P.N° 365.Fe.26-12-1919. Esc. Zenon Arias Pres.27-12-1919 Bien Propio.R18.	100	CESION DE DERECHOS Y ACCIONES HEREDITARIOS \$3.000.A.favor de: Lia Elvira Penalba de Garralda, quien dona a favor de Javier Aquiles Garralda Penalba, DNI N°13.823.333, cas.en 1ª nupcias c/Daria Cecilia Figueroa Quintenios y de Martha Elvira Garralda Penalba de Del Rey, DNI N°14.600.398.arg.cas en 1º nupcias c/ José Manuel del Rey, sobre los derechos y acciones hereditarios en el juicio sucesorio de Jorge Raúl Penalba. E.P.N° 51 Fe.19-08-1.994.Esc.Elminia T.Villa GonzalezPres.22-08-94Expte. N° 772.714.La cesión la realiza Julieta Elvira Penalba de Bonaduhural en el juicio sucesorio de Jorge Raúl Penalba.Registrada a F° 572-A899 del Libro 3 de Cesiones.R18.
ARANDA DE ARIAS, Elvira: PEÑALBA, Leonor: PEÑALBA, Roberto: PEÑALBA A, Julieta Elvira: PEÑALBA, Martha: PEÑALBA, Juan Carlos: PEÑALBA, Jorge Radl: PEÑALBA, Abel: PEÑALBA, Alicia Mariati: PEÑALBA, Lia Elvira: PEÑALBA, Mario Alberto: PEÑALBA, Julio Cesar:	1/12 1/12 1/12 1/12 1/12 1/12 1/12 1/12 1/12 1/12 1/12 1/12	CESION DE DERECHOS Y ACCIONES HEREDITARIOS. I N° avia .Not re se 8 de
ADJUDICACION.Sucesorio de Maria Elvira Arias Aranda de Penalba.-Auto de Fe.03-03-1933 Juzgado de 1º Ins.Civil 1º Num. Pres.07-03-1934.Se adjudica a cada heredero\$3.08 4,72, y corresponde a Elvira Aranda por Cesión efectuada por Juan B Penalba y E.P.Fe.29-10-1909 Esc. Juan L. Aranda Libro C-P°218-A 228 R18.		CESION DE DERECHOS Y ACCIONES HEREDITARIOS \$5.000.A.favor de: Martha Elvira Garralda DNI N° 14.600.398. arg.Cas en 1ª nupcias c/osé Manuel del Rey La. Cesión la realiza Javier Aquiles Garralda sobre los derechos y acciones en el juicio sucesorio de Jorge Blanco E.P.N° 113.Fe.11-10-07.Esc.Maria Soledad Ruejas.Adj del Reg. Not. N° 12.Pres.06-12-07.Expte. N° 900.399.Registrada a F°348-N°1.228 del Libro 8 de Cesiones.R18.
ARANDA DE ARIAS, Elvira: PEÑALBA, Leonor: PEÑALBA A, Julieta Elvira: PEÑALBA, Jorge Radl: PEÑALBA, Abel: PEÑALBA, Lia Elvira: FERRAGOUT, Guillermo Eusebio: Soli.- COMPRA VENTA \$10.000 m/n E.P.N°15.Fe.28-04-1.946.Esc.José Alberto Torreguijar de la Ciudad de Bs.As. Pres.13-04-1.946.Libro C-P°277 A° 306.R18.	1/12 1/12 1/12 1/12 1/12 1/12 6/12	RECTIFICACION DE CESION DE DERECHOS Y ACCIONES HEREDITARIOS.E.P.N°116.Fe.26-12-08.Esc.Maria Soledad Ruejas Tit. del Reg. Not. N°12. Pres.09-01-1909 Expte.N°553. 791.Por la presente se rectifica la E.P.N°11307 de Cesión de Derechos y Acciones Hereditarios registrada a F348 A 1.228 del Libro 8 de Cesiones; en el sentido que el juicio sucesorio en el cual code todos sus derechos y acciones el Sr. Javier Aquiles Garralda es el de JORGE RAUL PEÑALBA y no en el de Jorge Blanco como se cito oportunamente; asimismo se rectifica el nombre del conyuge de la cesionaria siendo el correcto JOSE MANUEL URS DHU. REF. Registrada a F228 A819 del Libro 9 de Cesiones.R71.-
ARANDA DE ARIAS, Elvira: PEÑALBA, Leonor: PEÑALBA A, Julieta Elvira: PEÑALBA, Jorge Radl: PEÑALBA, Lia Elvira:	1/12 1/12 1/12 1/12 1/12	OBSERVACIONES (*) Pres.10-08-94 Expte.N° 482.259.R18.
		Pasa a Complementaria N°.

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

10. Anexos

DIRECCION GENERAL DE INMUEBLES		CEDULA PARCELARIA (Complementaria Nº 1)		PROVINCIA DE SALTA	
DEPARTAMENTO 04 - CAFAYATE		MATRICULA 317			
a) TITULARIDAD SOBRE EL DOMINIO	%	b) GRAVAMENES, RESTRIC. e INTERDICCIONES	c) CANCELACIONES		
PEÑALBA DE BLANCO, Alicia María: Cas en 1° nupcias c/ Jorge Blanco. PEÑALBA, Roberto: Arg.Cas en 1° nupcias c/ María Antonieta Ortiz. PEÑALBA, Abel: Arg.Soli.- COMPRA VENTA \$10.000.E.P.Nº 121.Fe.30-10-1.957.Esc. Federico Raúl Sylvester de la Ciudad de La Plata.Pres.08-10-1959.Libro C-Fº312-Aº349.Rº6	2/12 2/12 3/12				
ARANDA DE ARIAS, Elvira: PEÑALBA, Leonor: PEÑALBA, Jorge Radl: PEÑALBA, Abel: PEÑALBA DE BLANCO, Alicia María: PEÑALBA, Roberto: GARRALDA PEÑALBA de DEL REY, Martha Elvira: DNI Nº 14.600.398.Cas en 1º nupcias c/José Manuel del Rey. GARRALDA PEÑALBA, Javier Aquiles: DNI Nº 13.823.333.Arg.Cas.c/ nupcias c/ María Cecilia Figueroa Quinteros. COMPRA VENTA \$3.000 Y DONACION E.P. Nº 51.Fe.19-08-1.994.Es Elmina T.Villa González.La compra la realiza Julieta Elvira Peñalba de Do -debaral a favor de Elvira P de Garralda quien a su vez dona a los dos últimos nombrados Pres.22-09-94.Expte.Nº 772.714.Libro C- Fº346-Aº394.Rº18	1/12 1/12 1/12 3/12 2/12 2/12 1/12				
RECTIFICACION.E.P.Nº 116.Fe.26-12-08.Esc.Maria Soledad Ruesjes Tit. del Reg. Not. Nº12. Pres.09-01-09.Expte.Nº553.791.Por la presente se rectifican el apellido de Javier Aquiles y Martha Elvira(Tit.condóminos), siendo el correcto el de ambos GARRALDA; asimismo se rectifican los nombres de los conyuges de los mencionados siendo los correctos JOSE MANUEL DEL REY y MARIA CECILIA Figueroa Quinteros.R71.	GV 7				
ARANDA DE ARIAS, Elvira: PEÑALBA, Leonor: PEÑALBA, Jorge Radl: PEÑALBA, Abel: PEÑALBA DE BLANCO, Alicia María: PEÑALBA, Roberto: GARRALDA, Martha Elvira: DNI Nº 14.600.398. Arg. Cas. En 1º nupcias c/ José Manuel Luis del Rey. COMPRA VENTA de parte indivisa \$7.000,00. E.P. Nº 2. Fe. 05-01-2009. Esc. Maria Soledad Ruesjes, Tit. del Reg. Not. Nº12. Pres. 10-02-2009. Expte. Nº 556.580. La venta la realiza Javier Aquiles Garralda, sobre su 1/12. RCT	1/12 1/12 1/12 3/12 2/12 2/12 2/12				

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

10. Anexos

DIRECCION GENERAL DE INMUEBLES		CEDULA PARCELARIA		PROVINCIA DE SALTA	
DEPARTAMENTO 04 - CAFAYATE		MATRICULA 4.606			
a) TITULARIDAD SOBRE EL DOMINIO	%	b) GRAYAMENES, RESTRIC. e INTERDICCIONES	c) CANCELACIONES	Certificaciones	
FINCA MONTAÑA SOCIEDAD ANONIMA. Cuit N° 30-70793962-8. Domicilio: Calle Hernando de Lerma N° 171-Cafayate. COMPRA VENTA \$. 60.000. C/otro lote. E.P. N° 47 de fe. 10-05-2002. Esc. Claudia Raquel Massafro. Pres. 13-05-2002. Expte. N° 224.748. Inscripción Definitiva de fe. 27-08-2002. ACTA COMPLEMENTARIA. E.P. N° 113 de fe. 02-08-2002. Esc. Claudia Raquel Massafro. Se acredita la existencia legal de la sociedad, la que se registra a Folios 156/7, Asiento 2.861 del Libro 11 de Sociedades Anónimas en fe. 26-07-2002. Pres. 14-08-2002. Expte. N° 236.574. ACTA COMPLEMENTARIA. E.P. N° 119 de fe. 08-09-2004. Esc. Miguel Alfredo Ahanduni. Se solicita incluir a éste inmueble, el perímetro y superficie de finca La Reservada. Pres. 24-09-2004. Expte. N° 334.768. R.64	100	SERVIDUMBRE DE PASO: A favor Matricula N° 4.605. -E.P. N° 222. Fe. 18-10-2.006. Esc. Federico Raul Allurralde. Tit. del Reg. Not. N° 117.- Pres. 07-03-2.007. Expte. N° 447.182.- S/Su. 5.467,58m2.- s/Plano N° 608.- R64			
				OBSERVACIONES	
				Pasa a Complementaria N°:	

- Cédula Parcelaria Finca “La Reservada”

DIRECCION GENERAL DE INMUEBLES		CEDULA PARCELARIA		PROVINCIA DE SALTA	
DEPARTAMENTO 04. CAFAYATE		MATRICULA 4.506			
DESCRIPCION DEL INMUEBLE		Plano N°	Sup. ST	Sup. SM	REFERENCIAS
		608		179 Has. 8.758,00 m²	Origen Mat.: 320 Finca: Mercedes y La Reservada
		FINCA MERCEDES EXTENSION: Partiendo del punto 1.- 2= 435,00 m; 2.- 3= 394,00 m, incluido Camino; 3.- 4= 597,00 m; 4.- 5= 1.393,00 m; 5.- 6= 505,00 m; 6.- 7= 363,00 m, s/Rio Santa María; 7.- 8= 118,00 m, s/Rio Santa María; 8.- 9= 324,00 m, s/Rio Santa María; 9.- 10= 180,00 m, s/Rio Santa / María; 10.- 11= 174,00 m, s/Rio Santa María; 11.- 12= 232,00 m; 12.- 13= 2.643,00 m, incluido Camino; 13.- 14= 876,00 m, 14.- 15= 112,00 m; 15.- 1= 122,00 m. LIMITES: N.: Finca La Mercedes ó El Carmen, prop. Francisco Plaza S.: Finca Arboleda, prop. Gabriela T. de Michel E.: Río Santa María O.: Finca Mercedes, Prop. Juan B. Peñalva.			
		FINCA LA RESERVADA EXTENSION: Partiendo del punto 1.- 2= 74,00 m; 2.- 3= 344,00 m; 3.- 4= 311,00 m; 4.- 5= 56,00 m; 5.- 6= 12= 97,00 m; 6.- 7= 16= 150,00 m; 7.- 8= 17= 72,00 m; 8.- 9= 20= 21= 252,00 m; 9.- 10= 21= 52,00 m. LIMITES: N.: Prop. Juan Peñalva S.: Finca Arboleda prop. Gabriela T. de Michel E.: Prop. Juan B. Peñalva O.: Finca Mercedes, prop. Juan B. Peñalva SUPERFICIE: 219 Has. 8.676,00 m²			
		SERVIDUMBRE DE PASO SEGUN PLANO N° 608 EXTENSION: Partiendo del punto 21.- 20= 170,44 m; 20.- 19= 74,88 m; 19.- 18= 82,45 m; 18.- 17= 88,10 m; 17.- 16= 37,84 m; 16.- 15= 37,22 m; 15.- 14= 25,76 m; 14.- 13= 30,75 m; 13.- 12= 10,00 m; 12.- 11= 29,50 m; 11.- 10= 26,25 m; 10.- 9= 40,75 m; 9.- 8= 37,50 m; 8.- 7= 86,27 m; 7.- 6= 82,90 m; 6.- 5= 75,43 m; 5.- 4= 167,32 m; 4.- 21= 10,60 m. SUPERFICIE: 5.647,58 m² FRACCION QUE SE DESMEMBRA SEGUN PLANO N° 608 SUPERFICIE: 40 Has. 0.002,00 m² FRACCION REMANENTE SEGUN PLANO N° 608 SUPERFICIE: 179 Has. 8.758,00 m²			

Conclusión: Según los Estudios Cartográficos y de Títulos realizados, se concluye que la Toma se encuentra situada dentro de los límites de Finca “La Reservada”, mientras que por su parte, la Planta Potabilizadora se sitúa dentro de Finca “Mercedes”.

G- Programa de Monitoreo del Agua Propuesto

Por el mismo se propone que para garantizar la *cantidad* de agua que ingresa a la Planta se controle diariamente por un operario el Caudal de Ingreso a la misma de acuerdo a lo que indique la Canaleta Parshall. Ésta tarea deberá ser llevada a cabo mínimo una vez al día, aunque lo ideal son dos veces al día, donde una de estas mediciones debe llevarse a cabo durante las horas pico de consumo.

En cuanto a la *calidad* del agua, se propone que se realicen estudios de agua físicos, químicos y bacteriológicos, que a la fecha no se llevan a cabo ni en la Planta ni en las cercanías de la misma. Los tres puntos a realizar el muestreo son:

- Toma.
- Ingreso a la Planta.
- Salida de la Planta.

Cada uno de estos valores tiene que estar entre los valores ideales brindados por el presente proyecto. Si alguno difiere podría indicar una señal de alarma para contaminación. De acuerdo a esto, será necesario un análisis mensual o bimensual el primer año de funcionamiento de la Planta. Luego, este período puede extenderse hasta 3 meses, pero no exceder dicho valor.

PERFIL HIDRÁULICO

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

11. Perfil Hidráulico

PLANILLA DE CÁLCULO DEL PERFIL HIDRÁULICO

Q= 0,007 m3/seg

ITEM	SECTORES DE LA PLANTA		PÉRDIDA DE CARGA en (m)	PÉRDIDA DE CARGA ACUMULADA en (m)	NIVEL
	Nivel inicial				103,450
1	Cámara de aquietamiento				
	V = Volumen líquido	6,075 m3			
	L= Longitud	3,00 m			
	B= Ancho	1,50 m			
	H= Altura líquida	1,35 m			
	h= Desnivel eje salida y umbral de entrada	0,90 m			
	hv= (Q/1,705B) ^{2/3} pérdida de carga		0,02	0,02	103,430
2.-	Conducción hasta Cámara de Carga				
	Diámetro [Ø]	150mm			
	L= Longitud	18,50 m			
	C= Coeficiente Williams Hazem	133			
	f= pérdida unitaria 10,643 Q ^{1,85} .C ^{-1,85} . D ^{-4,87}	f= 0,0013			
	Jf = f. L Pérdida de carga por fricción	0,025	0,025	0,045	103,405
	K=0,5+ 1 + 4.0,40 coeficientes de pérdidas de cargas por emboque, salida y 4 curvas a 45°	3,1			
	V = Velocidad de pasaje Q/A	0,39 m/seg			
	Jk = K.V ² /2g pérdida de cargas por singularidades		0,024	0,069	103,381
3.-	Cámara de carga				
	V = Volumen líquido	1,034 m3			
	L= Longitud	1,20 m			
	B= Ancho	0,80 m			
	H= Altura líquida	1,08 m			
	hv= (Q/1,705B) ^{2/3} pérdida de carga		0,030	0,099	103,345

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

11. Perfil Hidráulico

4.-	Canal acceso a C. Parshall				
	L= Longitud	3,10 m			
	b= Ancho de fondo	0,40 m			
	h= Tirante de agua	0,08 m			
	n = Coeficiente de Manning	0,013			
	q= Caudal por metro m ³ /seg/m	0,00226			
	Pm = Perímetro mojado b + 2.h	0,56 m			
	Am = Area transv. de la corriente	0,032 m ²			
	R = Radio hidráulico	0,057 m			
	i= Pendiente (q. n/Am.R ^{2/3}) ²	0,000038			
	hc = i. L Pérdida de carga		0,0001	0,099	103,345
5.-	Canaleta Parshall				
	hc =(Q/0,3812) ^{0,6328} es el tirante en sector de medición	0,08 m			
	S= Sumergencia <= 0,60 adopto 0,50 ha = 0,50.hc	0,04 m			
	jc= Perdida de carga en el pasaje		0,04	0,139	103,305
6.-	Canal acceso a Sedimentador				
	L= Longitud	2,00 m			
	b= Ancho de fondo	0,40 m			
	h= Tirante de agua	0,08 m			
	n = Coeficiente de Manning	0,013			
	q= Caudal por metro m ³ /seg/m	0,0035			
	Pm = Perímetro mojado b + 2.h	0,56 m			
	Am = Area transv. de la corriente	0,032 m ²			
	R = Radio hidráulico	0,057 m			
	i= Pendiente (q. n/Am.R ^{2/3}) ²	0,000092			
	hc = i. L Pérdida de carga		0,0001	0,139	103,305
	hd= Desnivel		0,05	0,189	103,255

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

11. Perfil Hidráulico

7.-	Sedimentador			
	a.-Reparto a sedimentador			
	L= Longitud de vertedero	3,50 m		
	q= Q/L caudal por metro lineal de vertedero m3/seg/m	0,002		
	hv= $(q/1,8372)^{2/3}$ Pérdida de carga		0,01	0,199
				103,245
	b.-Diferencia nivel		0,10	0,299
				103,145
	c.- Pantalla de A° Inox.			
	n= Cantidad de orificios	120		
	Diámetro [Ø]	0,003 m		
	q Coef. para orificios circulares	0,657		
	hi= $(q/q \cdot A \cdot (2g)^2)^{1/2}$ Pérdida de carga en cada orificio	0,00082		
	ht= hi . N Pérdida de carga en todos los orificios		0,10	0,399
				103,045
	d.- En sedimentador			
	L= Longitud	15 m		
	B= Ancho	3,50 m		
	H= Altura líquida	1,20 m		
	q= Q/L Caudal por metro lineal m3/seg/m	0,00047		
	Pm = Perímetro mojado b + 2.h	5,90 m		
	Am = Area transv. de la corriente	4,20 m2		
	n = Coeficiente de Manning	0,013		
	R = Radio hidráulico	0,71		
	i= Pendiente $(q \cdot n / Am \cdot R^{2/3})^2$	0		
	hc = i . L Pérdida de carga	0	0	0,399
				103,045
8.-	Descarga de Sedimentador a los Filtros			
	L= Longitud de vertedero	3,50 m		
	q= Q/L Caudal por metro lineal de vertedero m3/seg/m	0,002		
	hv= $(q/1,8372)^{2/3}$ Pérdida de carga		0,01	0,409
				103,035
	hc= Caída libre desde vertedero		0,100	0,509
				102,935

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

11. Perfil Hidráulico

9,-	Filtros			
	a.- En entrada por vertedero			
	L= Longitud de vertedero	6,80 m		
	q= Q/L Caudal por metro lineal de vertedero m3/seg/m	0,00103		
	hv= (q/1,8372) ^{2/3} Pérdida de carga		0,007	0,516
				102,928
	b.- En manto de arena			
	L= Altura manto de arena	100 cm		
	g= Aceleración Gravitatoria	981 cm2/seg		
	γ = Viscosidad cinemática a 20 °C	0,01 cm2/seg		
	Po= Porosidad	0,36		
	Ce = Coeficiente de esfericidad	0,95		
	Da = Diámetro partícula	0,15cm		
	v= Velocidad de filtración	0,014cm/seg		
	ha=Pérdida de carga en cm ha=f.v.(.L .γ/g).((1-Po) ² /Po ³)/(6/Ce.Da) ²	1,11cm	0,0111	0,527
				102,917
	c.- En manto de grava			
	L= Altura manto de grava	40 cm		
	g= Aceleración Gravitatoria	981 cm2/seg		
	γ = Viscosidad cinemática a 20 °C	0,01 cm2/seg		
	Po= Porosidad	0,4		
	Ce = Coeficiente de esfericidad	0,82		
	Da = Diámetro partícula	0,25cm		
	v= Velocidad de filtración	0,014cm/seg		
	ha= Pérdida de carga en cm ha=f.v.(.L .γ/g).((1-Po) ² /Po ³)/(6/Ce.Da) ²	0,05 cm	0,0005	0,527
				102,917
	d.- En salida por falso fondo			
	hl= 10% (ha+hg)		0,0012	0,529
				102,915

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

11. Perfil Hidráulico

10,-	Conducto de agua filtrada a reserva				
	Q= Caudal	0,007 m ³ /seg			
	D = Diámetro interior del caño	0,100 m			
	c = Coeficiente Williams Hazen	133			
	L= Longitud hasta reserva más alejada	15m			
	f= Pérdida unitaria f= 10,643 Q ^{1,85} .C ^{-1,85} . D ^{-4,87}	0,0096			
	Jf = f. L Pérdida de carga por fricción		0,144	0,673	102,771
	K=0,5.2+ 1.2 + 4.1 Coeficientes de pérdidas de cargas por emboque, salida y 4 curvas a 90°	7			
	V = Velocidad de pasaje Q/A	0,89 m/seg			
	Jk = K.V ² /2g Pérdida de cargas por singularidades		0,283	0,956	102,488

CÓMPUTO y PRESUPUESTO

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

12. Cómputo y presupuesto

CÓMPUTO MÉTRICO

ÍTEM	DESCRIPCIÓN DE OBRA	N°	UNIDAD	CANTIDADES	
				PARCIAL	TOTAL
	CANAL, CÁMARAS, AFORO, SEDIMENTADOR, FILTRO, CISTERNA				
1	MANO DE OBRA COMÚN				
	a.-Limpieza y preparación del terreno	1	Gl	1	1
	b.-Excavación común a cielo abierto	1	GL	1	
	*Canal	1	m3	48,66	
	*Cámara de aquietamiento	1		9,79	
	*Tubería	1	m3	17,76	
	*Cámara de carga	1	m3	2,24	
	*Aforo	1	m3	3,96	
	*Sedimentador	1	m3	142,55	
	*Filtro	1	m3	216,25	
	*Cañería de intercomunicación	2	m3	115,20	
	*Tanque de Almacenamiento	1	m3	120,15	
	*Fundación Depósito	1	m3	0,70	677,26
	c.-Tapado y apisonado de zanja de cañería	1	m3	92,16	92,16
	d.-Relleno con terreno natural	1	m3		180,00
	e.- Provisión, transporte y colocación arena para asiento cañería y protección superior	1	m3	123,50	123,50
2	MANO DE OBRA ESPECIALIZADA				
	a.-Colocación cañería PVC Clase 10		ml	23,04	23,04
3	TRABAJOS DE ALBAÑILERÍA				
	I.-Provisión de mano de obra y materiales para ejecución de mampostería de piedra con junta tomada				

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

12. Cómputo y presupuesto

a.- Canal	1	m3	14,50	
b.- Filtros	1	m3	22,00	
c.- Sedimentadores	1	m3	8,00	44,50
II.-Provisión de mano de obra y materiales para ejecución de mampostería de bloques de cemento				
a.- Depósito	1	m2	16,00	16,00
III.- HºAº de 350 kg por m3, incluida armadura para:				
a.Losa fondo de filtro	1	m3	8,50	
b.-Losa fondo de Sedimentador	1	m3	9,00	
c.-Tanque de almacenamiento	1	m3	16,20	
d.- Aforador	1	m3	0,40	
e.-Vertederos	1	m3	0,72	
f.-Canal de distribución	1	m3	1,35	
g.-Cámaras	1	m3	25,50	
h.-Pantallas en T. de Aquietamiento	4	m3	2,18	
i.- Columnas	36	m3	4,50	
j.- Vigas	72	m3	12,50	
k.-Fundaciones	26	m3	7,30	88,15
IV.-Revoque común				
a.-Pared del depósito	1	m2	32,00	32,00
V.-Revoque impermeable cementicio				
a.-Cámara de aquietamiento	1	m2	21,20	
b.-Cámara de carga	1	m2	6,85	
c.- Aforador y canal	1	m2	18,80	
d.-Sedimentador	1	m2	165,00	
e.-Filtro	1	m2	130,00	
f.-Tanque de Almacenamiento	1	m2	201,50	

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

12. Cómputo y presupuesto

	g.-Pantallas	1	m2	61,00	
	h.-Canales distribuidores	1	m2	73,00	
	i.- Cámaras de valvulas	1	m2	125,00	802,35
	VI.-Cubierta				
	a.-Depósito	1	m2	9,00	9,00
	VII.-Contrapiso de H° Pobre				
	a.- Contrapiso y vereda perim.		m2	11,50	11,50
4	PROVISIÓN DE MATERIALES				
	I.-Provisión y colocación de material filtrante				
	a.-Manto grava sostén	1	m3	16,80	
	b.-Manto arena filtrante	1,00	m3	63,00	79,80
	II.-Provisión y colocación de ladrillo en falso fondo				
	a.-Ladrillos comunes	1,00	m2	85,00	85,00
	III.- Provisión y colocación cañería PVC 150 mm	1	ml	18,50	18,50
	IV.- Provisión, colocación y transporte piezas especiales				
	a.-Válvulas esclusas doble brida	18	Nº	18	18
	b.- Curvas a 45° Ø 0,150 KL10	4	Nº	4	4
	c.- Ramal Y Ø 0,100 KL10	1	Nº	4	4
	d.-Ramal T KL10 Ø 0,110	5	Nº	5	5
	e.-Ramal Cruz KL10 Ø 0,110	1	Nº	1	1
	f.-Caños KL10 Ø 0,110	126,00	ml	126	126
	g.-Caños para ventilación	1,00	Nº	2	2
	h.- Curva a 90° Ø 0,100	4,00	Nº	4	4
	i.- Compuerta de madera dura	2	Nº	2	2
	j.-Escalera marinera	7	Nº	7	7
	k.-Pantalla Aº Inoxidable e= 1/4"	1	Nº	1	1
	V.- Provisión, colocación elementos de cerramiento y cubierta en depósito		m2	9	9

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

12. Cómputo y presupuesto

	a.-Chapas galvanizadas prepintadas	3	Nº	3	3
	b.- Puerta madera 0,80x2,05	1	Nº	1	1
	c.-Ventana madera 1,10x1,00	1	Nº	1	1
	d.- Ventana madera 0,40x1,00	1	Nº	1	1
	VI.- Provisión, colocación piso en depósito				
	a.- Piso granítico	7	m2	7	7
5	TRABAJOS EXTRAORDINARIOS				
	a.- Demolición de Sedimentador y Cámaras existentes	1	gl		
	b.-Curado y sellado de pérdidas en filtros y tanque de almacenamiento existente	1	Nº	1	1
	c.- Provisión de mano de obra y materiales para reparación cerco perimetral	1	ml	230,00	230,00
	d.-Portón de acceso	1	Nº	1	1
	e.-Clorinador	1	Nº	1	1
	f.-Trabajo para empalme a Canal existente	1	Nº	1	1

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

12. Cómputo y presupuesto

PRESUPUESTO

ÍTEM	DESCRIPCIÓN DE LA OBRA	U.M.	CANT.	PRECIO UNITARIO	IMPORTE		INCIDENCIA %
					PARCIAL	TOTAL	
1	MANO DE OBRA COMÚN						
	a.-Limpieza y preparación del terreno	gl	1,00	\$ 1.736,58	\$ 1.736,58		
	b.-Excavación común a cielo abierto	m3	677,26	\$ 395,42	\$ 267.802,15		
	c.-Tapado y apisonado de zanja de cañería	m3	92,16	\$ 85,09	\$ 7.841,89		
	d.-Relleno con terreno natural	m3	180,00	\$ 79,35	\$ 14.283,00		
	e.- Provisión, transporte y colocación arena para asiento cañería y protección superior	m3	123,48	\$ 132,64	\$ 16.378,39	\$ 308.042,01	18,60
2	MANO DE OBRA ESPECIALIZADA						
	a.-Colocación cañería PVC Clase 10	ml	23,04	\$ 320,00	\$ 7.372,80		
	a.-Replanteo	gl	1,00	\$ 6.320,00	\$ 6.320,00	\$ 13.692,80	0,83
3	TRABAJO DE ALBAÑILERÍA						
	I.-Provisión de mano de obra y materiales para ejecución de mampostería de piedra con junta tomada	m3	44,50	\$ 877,69	\$ 39.057,21		
	II.-Provisión de mano de obra y materiales para ejecución de mampostería de bloques de cemento	m3	16,00	\$ 566,15	\$ 9.058,40		
	III.- HºAº de 350 kg/m3, incluida armadura	m3	88,15	\$ 8.715,35	\$ 768.258,10		
	IV.-Revoque común, fino y grueso	m2	32,00	\$ 345,90	\$ 11.068,80		
	V.-Revoque impermeable cementicio	m2	802,35	\$ 185,56	\$ 148.884,07		
	VI.- Cubierta	m2	9,00	\$ 1.022,00	\$ 9.198,00		
	VII.-Contrapiso de Hº Pobre	m2	11,50	\$ 445,00	\$ 5.117,50	\$ 990.642,07	59,83

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

12. Cómputo y presupuesto

4	PROVISIÓN DE MATERIALES						
	I.-Provisión, colocación y transporte de material filtrante						
	a.-Manto sostén	m3	16,80	\$ 572,27	\$ 9.614,14		
	b.-Manto filtrante	m3	63,00	\$ 495,41	\$ 31.210,83		
	II.-Provisión y colocación de ladrillo en falso fondo						
	a.-Ladrillos comunes	m2	85,00	\$ 370,00	\$ 31.450,00		
	II.- Provisión y colocación cañería PVC Ø150	ml	18,50	\$ 322,00	\$ 5.957,00		
	III.- Provisión, colocación y transporte piezas especiales						
	a.-Válvulas esclusas doble brida	Nº	18	\$ 7.480,00	\$ 134.640,00		
	b.- Curvas a 45° Ø150 KL10	Nº	4	\$ 1.810,00	\$ 7.240,00		
	c.- Ramal Y Ø110 KL10	Nº	1	\$ 930,00	\$ 930,00		
	d.-Ramal T Ø110 KL10	Nº	9	\$ 3.245,00	\$ 29.205,00		
	e.-Ramal Cruz Ø110 KL10	Nº	1	\$ 980,00	\$ 980,00		
	f.-Caños Ø110 KL10 +6% Imprevistos	ml	126,00	\$ 228,50	\$ 28.791,00		
	g.-Caños para ventilación	Nº	1	\$ 90,00	\$ 90,00		
	h.- Curva a 90° Ø110	Nº	4	\$ 380,00	\$ 1.520,00		
	i.- Compuerta de madera dura	Nº	2	\$ 350,00	\$ 700,00		
	j.-Escalera marinera	Nº	7	\$ 1.350,00	\$ 9.450,00		
	k.-Pantalla AºInox. e= 1/4"	Nº	1	\$ 3.850,00	\$ 3.850,00		
	V.- Provisión, colocación elementos de cerramiento y cubierta en depósito						
	a.-Chapas galvanizadas prepintadas y accesorios	Nº	3	\$ 580,98	\$ 1.742,94		
	b.- Puerta madera 0,80x2,05	Nº	1	\$ 2.231,48	\$ 2.231,48		
	c.-Ventana madera 1,10x1,00	Nº	1	\$ 1.650,50	\$ 1.650,50		

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

12. Cómputo y presupuesto

	d.- Ventana madera 0,40x1,00	Nº	1	\$ 1.250,00	\$ 1.250,00		
	VI.- Provisión, colocación piso en depósito						
	a.- Piso granítico	m2	7,00	\$ 198,45	\$ 1.389,15	\$ 303.892,04	18,35
5	TRABAJOS EXTRAORDINARIOS						
	a.- Demolición de Sedimentador y Cámaras existentes	Nº	1	\$ 4.626,38	\$ 4.626,38		
	b.-Curado y sellado de pérdidas en filtros y tanque de almacenamiento existente	Nº	1	\$ 2.342,17	\$ 2.342,17		
	c.- Provisión de mano de obra y materiales para reparación cerco perimetral	Nº	1	\$ 21.658,96	\$ 21.658,96		
	d.-Portón de acceso	Nº	1	\$ 3.450,00	\$ 3.450,00		
	e.-Clorinador	Nº	1	\$ 4.500,00	\$ 4.500,00		
	f.-Trabajo para empalme a Canal existente	Nº	1	\$ 2.952,25	\$ 2.952,25	\$ 39.529,76	2,39

SUBTOTAL \$ 1.655.798,68 100,00

IVA 21% \$ 347.717,72

TOTAL GENERAL \$ 2.003.516,40

UCS – Facultad de Ingeniería

Planta Potabilizadora para la Localidad de Tolombón, Departamento Cafayate

12. Cómputo y presupuesto

Presupuesto Tapado del Canal entre Tramos Partidor-Cámara de Aquietamiento

PRESUPUESTO

ÍTEM	DESCRIPCIÓN DE LA OBRA	U.M.	CANT.	PRECIO UNITARIO	IMPORTE	
					PARCIAL	TOTAL
1	Canal de Conducción Tapado					
	a.-Demolición canal existente, limpieza y preparación del terreno	gl	1	\$ 2.880,00	\$ 2.880,00	
	b.-HºAº incluída armadura Ø6	m3	16,20	\$ 8.717,35	\$ 141.221,07	
	c.- Mano de Obra	gl	1	\$ 19.486,94	\$ 19.486,94	\$ 163.588,01

SUBTOTAL

\$ 163.588,01

IVA 21%

\$ 34.353,48

TOTAL GENERAL

\$ 197.941,49